STUDI PERENCANAAN EMBUNG BANTENGAN DESA BANTENGAN KECAMATAN BANDUNG KABUPATEN TULUNGAGUNG

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI
PEMANFAATAN DAN PENDAYAGUNAAN SUMBER DAYA AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

JEFRI RHUS HARTANTO
NIM. 115060400111009

UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2017

Repository Universitas Brawijaya

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam Naskah SKRIPSI ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku. (Peraturan Menteri Pendidikan Nasional RI No.17 Tahun 2010, Pasal 12 dan Pasal 13).

Malang, 16 Juni 2017

Mahasiswa,

Jefri Rhus Hartanto

115060400111009

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT, yang telah memberikan rahmat dan anugerah-Nya. Shalawat dan salam juga teriring kepada Nabi Muhammad SAW. Atas ijin-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul "**Studi Perencanaan Embung Bantengan Desa Bantengan Kecamatan Bandung Kabupaten Tulungagung**" ini.

Penyusunan Skripsi ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh oleh mahasiswa Teknik Pengairan Universitas Brawijaya untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik. Dalam kesempatan ini penulis dengan hormat mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu dalam proses penyelesaian Skripsi ini, antara lain :

1. Kedua orang tua dan keluarga besar tercinta yang selalu mendukung dan mendoakan saya.
2. Metta Rindaningtyas dan Daffa Raffif Nashoka yang selalu menjadi penyemangat dalam perjalanan hidup.
3. Bapak Ir. Mohammad Taufiq, MT. selaku dosen pembimbing pertama yang telah memberikan waktu dan ilmunya.
4. Bapak Anggara WWS, ST.,M.Tech. selaku dosen pembimbing kedua yang telah memberikan bimbingan serta pengarahan dalam penyelesaian skripsi.
5. Bapak Dr. Runi Asmaranto, ST., MT dan Ibu Dr.Eng. Evi Nur Cahya, ST., MT sebagai dosen penguji dalam ujian skripsi.
6. Bapak Dr. Very Dermawan ST., MT selaku dosen penasehat akademik yang telah memberikan nasehat dan motivasi selama ini.
7. Kepada direktur PT.Wahana Adya Konsultan beserta jajarannya yang telah memberikan data dan pengambilan judul skripsi.
8. Seluruh teman-teman WRE 2011 yang telah sama-sama berjuang dan melewati waktu bersama dari awal hingga akhir dalam suka duka.
9. Keluarga kontrakan (Shony, Dhani, Gober, Ibod, Toriq, dan Badar) yang selalu menghibur.
10. Partner penyusunan skripsi (Rio Dima, Ilham Ardiansyah, Arif Firmandika dan Chalid J) yang telah memberikan banyak waktu diskusi.
11. Grup Gabut (Wawan, Danan, Faisal, Bokes) yang sering berkunjung.

Dalam penyusunan skripsi ini penulis sadar bahwa masih banyak kekurangan yang perlu diperbaiki sehingga saran dan kritik sangatlah diperlukan. Akhirnya, penulis ucapkan terima kasih dan semoga skripsi ini bermanfaat.

Malang, Maret 2017

Penulis

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN EMBUNG BANTENGAN
DESA BANTENGAN KECAMATAN BANDUNG
KABUPATEN TULUNGAGUNG

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI
PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik

JEFRI RHUS HARTANTO
NIM. 115060400111009

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 16 Juni 2017

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Ir. Mohammad Taufiq, MT.	**Anggara WWS, ST., M.Tech**
NIP. 19590703 198903 1 003	**NIK. 201102 750330 1 001**

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Pengairan

Ir. Moh. Sholichin, MT., Ph. D.
NIP. 19670602 199802 1 001

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR i
DAFTAR ISI iii
DAFTAR TABEL vii
DAFTAR GAMBAR xiii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1. Latar Belakang 1
1.2. Identifikasi Masalah 1
1.3. Rumusan Masalah 2
1.4. Batasan Masalah 2
1.5. Maksud dan Tujuan 3
BAB II LANDASAN TEORI 5
2.1. Umum 5
2.2. Analisa Hidrologi 6
2.2.1. Curah Hujan Rerata Daerah 6
2.2.2. Curah Hujan Rancangan 9
2.2.3. Uji Kesesuaian Distribusi 11
2.2.3.1 Uji Smirnov-Kolmogorov 12
2.2.3.2. Uji Chi-Square 13
2.2.4. Debit Banjir Rancangan 14
2.2.4.1. Koefisien Pengaliran 14
2.2.4.2. Distribusi Hujan Jam-jaman 15
2.2.4.3. Curah Hujan Efektif 15
2.2.4.4. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 15
2.2.5. Perkiraan Debit Aliran masuk Embung 18
2.2.5.1. Metode FJ. Mock 18
2.2.5.2. Parameter karakteristik DAS 20
2.3. Analisa Kebutuhan Air Baku 23
2.3.1. Standar Kebutuhan Air Baku 23
2.3.1.1. Kebutuhan Domestik 23
2.3.1.1. Kebutuhan Non Domestik 23
2.3.2. Proyeksi Jumlah Penduduk 24
2.3.2.1. Metode Geometrik 24
2.3.2.2. Metode Aritmatik 24

2.3.2.3. Metode Eksponensial 25
2.3.3. Uji Kesesuaian Metode Proyeksi 25
2.3.3.1. Standar Deviasi 25
2.3.3.2. Koefisien Korelasi 26
2.4. Tampungan Embung 26
2.4.1. Tampungan Sedimen 26
2.4.2. Kapasitas Tampungan Efektif 26
2.5. Perencanaan Teknis Tubuh Embung 28
2.5.1. Tipe Tubuh Embung 28
2.5.2. Kemiringan Lereng Tubuh Embung 29
2.5.3 Tinggi Jagaan 30
2.5.4. Lebar Mercu Embung 30
2.6. Perencanaan Bangunan Pelimpah 31
2.6.1. Kapasitas Pengaliran melalui Pelimpah 31
2.6.2. Lebar Efektif Pelimpah 32
2.6.3. Tipe Ambang Pelimpah 33
2.6.4. Penentuan Muka Air di atas Pelimpah 33
2.6.5. Peredam Energi 34
2.7. Analisa Pembebanan 37
2.7.1. Tekanan Air 37
2.7.2. Berat Sendiri Bangunan 38
2.7.3. Tekanan Tanah 38
2.7.4. Tekanan *Uplift* 39
2.7.5. Gaya Akibat Gempa 39
2.7.6. Daya Dukung Tanah Ijin 40
2.8. Analisa Stabilitas 41
2.8.1. Stabilitas terhadap Guling 42
2.8.2. Stabilitas terhadap Geser 42
2.8.3. Stabilitas terhadap Daya Dukung Tanah/ Tegangan Tanah 43
2.9 Stabilitas Tubuh Embung 43
2.9.1. Stabilitas Lereng Embung Metode *Fellenius* 43
BAB III METODOLOGI STUDI 47
3.1. Lokasi Studi 47
3.2. Pengumpulan Data Untuk Studi 49

3.3. Tahapan Studi dan Metode Pengolahan Data 49
3.3.1. Analisa Hidrologi 49
3.3.2. Analisa Tampungan Embung 50
3.3.3. Analisa Stabilitas Tubuh Embung dan Bangunan Pelimpah 50
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN 53
4.1 Analisis Hidrologi 53
4.1.1 Penentuan Daerah Aliran Sungai 53
4.1.2 Data Curah Hujan 53
4.1.3 Curah Hujan Rerata Daerah 53
4.1.4 Curah Hujan Rancangan 54
4.1.4.1 Log Pearson III 55
4.1.4.2 Gumbel 56
4.1.4.3 Normal 57
4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi 58
4.1.5.1 Uni Smirnov-Kolmogorof 59
4.1.5.2 Uji Chi Square 62
4.1.6 Uji Konsistensi Data Metode RAPS 66
4.1.7 Intensitas Curah Hujan 69
4.1.7.1 Koefisien Pengaliran 69
4.1.7.2 Ditribusi Hujan Jam-jaman 70
4.1.8 Aliran Dasar 71
4.1.9 Analisa Banjir Rancangan 71
4.1.9.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 71
4.1.9.2 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 85
4.1.9.3 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I 99
4.1.9.4 Hidrograf Satuan Sintetik ITB I 112
4.1.9.5 Hidrograf Satuan Sintetik ITB II 126
4.2 Hubungan Elevasi dengan Volume Embung 142
4.2.1 Penentuan Kapasitas Tampungan Mati 144
4.2.2 Penentuan Kapasitas Tampungan Efektif 144
4.2.3 Proyeksi Jumlah Penduduk 144
4.2.4 Uji Kesesuaian Metode Proyeksi 146
4.3 Perhitungan Kebutuhan Air 147
4.3.1 Perhitungan Kebutuhan Air Desa Bantengan 147

4.4 Analisa Debit Inflow 148
4.4.1 Curah Hujan 10 Harian 148
4.4.2 Curah Hujan Rerata 151
4.4.3 Evapotranspirasi 153
4.4.4 Analisa Ketersediaan Debit Metode F.J. Mock 158
4.4.5 Data Debit Inflow 166
4.4.6 Perhitungan Debit Andalan 167
4.5 Simulasi Tampungan Embung 169
4.5.1 Perhitungan Simulasi Embung Bantengan 170
4.6 Perencanaan Pelimpah 174
4.6.1 Penentuan Koefisien Debit 174
4.6.2 Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah 178
4.6.3 Perhitungan Profil Muka Air di Atas Pelimpah 183
4.6.4 Perhitungan Muka Air Transisi 185
4.6.5 Perhitungan Muka Air Saluran Peluncur 189
4.6.6 Perhitungan Peredam Energi 193
4.7 Perhitungan Tubuh Embung 195
4.8 Stabilitas Terhadap Rembesan 199
4.9 Perhitungan Saluran Pelepasan 201
4.10 Analisa Stabilitas Lereng Metode Irisan Bidang Luncur Bundar 204
4.11 Analisa Stabilitas Pelimpah 237
4.11.1 Pelimpah pada Kondisi Penuh (Muka Air Normal) 239
4.11.2 Pelimpah pada Kondisi Banjir (Muka Air Banjir) 244
4.11.3 Rekapitulasi Analisa Stabilitas Pelimpah 248
4.12 Sistem Pengambilan Air 249
BAB V KESIMPULAN .....
5.1 Kesimpulan 251
5.2 Saran 252
DAFTAR PUSTAKA xix

Repository Universitas Brawijaya

RINGKASAN

Jefri Rhus Hartanto, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Maret 2017, *Studi Perencanaan Embung Bantengan Desa Bantengan Kecamatan Bandung Kabupaten Tulungagung*, Dosen Pembimbing : Mohammad Taufiq dan Anggara Wiyono Wit Saputra.

Secara geografis dan hidrologis di Kabupaten Tulungagung masih mempunyai potensi sumber daya air yang bisa dikembangkan. Disisi lain di Kabupaten Tulungagung pertumbuhan penduduk relatif tinggi. Maka dari itu kebutuhan akan sumber daya air meningkat. Namun kondisi infrastruktur sumber daya air yang ada belum bisa memadai dan memenuhi kebutuhan air untuk warga sekitar. Keterbatasan akan sumber daya air semakin diperparah saat datangnya musim kemarau. Oleh karena itu, penulis mencoba membuat analisa terkait dengan masalah tersebut, dengan merencanakan sebuah embung.

Tahap awal perencanaan embung adalah analisa hidrologi yaitu mencari nilai debit rancangan. Selanjutnya adalah menganalisa lengkung kapasitas waduk untuk mengetahui perbandingan luas genangan dan volume tampungan. Dari hal tersebut, maka dapat direncanakan dimensi tubuh embung dan pelimpah yang meliputi, tinggi embung, panjang embung, lebar puncak embung, kemiringan lereng tubuh embung, posisi pelimpah dan elevasi mercu pelimpah. Setelah itu dilakukan kontrol terhadap stabilitas tubuh embung dan stabilitas pelimpah.

Dari analisa yang telah dilakukan, didapatkan besaran volume tampungan mati sebesar 124,96 m^3, volume tampungan efektif sebesar 25447,73 m^3, dan volume tampungan total sebesar 25572,69 m^3. Data perencanaan dimensi tubuh embung didapatkan : tinggi embung 14,1 m; elevasi puncak +114,1; lebar puncak 5,7m; panjang embung 83,25m; kemiringan hulu 1 : 3; kemiringan hilir 1 : 2,5; elevasi pelimpah +112; lebar pelimpah 10 m. Untuk analisa stabilitas lereng tubuh embung dilakukan pendekatan metode Fellenius. Dari analisa tersebut didapatkan angka keamanan yang memenuhi syarat. Hasil analisa stabilitas pelimpah terhadap gaya uplift, gaya geser, gaya guling dan terhadap daya dukung tanah baik keadaan normal maupun gempa aman secara teknis untuk keamanan stabilitas pelimpah.

Kata kunci : Embung, Analisa Hidrologi, Tampungan, Stabilitas Lereng, Pelimpah

SUMMARY

Jefri Rhus Hartanto, Departement of Water Resource Engineering, Faculty of Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, March 2017. *Design Study of Bantengan Small Dam in Bantengan Village Bandung Districts Tulungagung Regency*. Academic Supervisor : Ir. Mohammad Taufiq, MT. and Anggara WWS, ST.,M.Tech.

The geographical and hydrological in district tulungagung still have the potential of water resources that can be developed .On the other side in the district of tulungagung population growth is relatively high. Therefore the need for resources water increases .But the condition of water resources is not sufficient about high demand for water to local residents. Limited water resources is worst during the summer. Hence, writer tried to make analysis related to the issue, by plotting a embung.

An early stage embung is planning analysis hydrology and that is find the discharge design. Next up is the reservoir analyze capacity to know comparison widespread flooding and volume. It can be planned dimensions the body embung and channel which includes, high embung, long embung, wide the top of embung, slope the body of embung, channel position and top elevation of channel. After all is done, is cotrolling the body of embung and the stability of channel.

The result of this study, obtained the volume reservoir dead of 124,96 m^3 , volume reservoir effective of 25447,73 m^3 , and all volume reservoir of 25572,69 m^3. Data of planning body dimension embung obtained: high embung 14,1 m; elevation the + 114,1; wide the 5,7m; long embung 83,25m; slope upstream 1: 3; slope downstream 1: 2,5; channel elevation + 112; channel wide 10 m. To analysis slope stability the body of embung is approach fellenius method. From the analysis obtained security is qualified. The results of the analysis channel stability to style uplift, shear forces, style bolster and against capacity ground are fine, the state of normal as well as earthquake are safe technically for security channel stability.

Keywords : *small dam, hydrology, reservoir, slope stability*

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Syarat Pemilihan Distribusi Frekuensi 10
Tabel 2.2 Koefisien Pengaliran 14
Tabel 2.3 Singkapan Lahan Sesuai Tata Guna Lahan 20
Tabel 2.4 Koefisien Infiltrasi Berdasarkan Jenis Batuan (Ci) 22
Tabel 2.5 Angka Kedalaman Tanah 22
Tabel 2.6 Kebutuhan Air Bersih berdasarkan Kategori Kota dan Jumlah Penduduk 23
Tabel 2.7 Tinggi Jagaan Embung 30
Tabel 2.8 Standar Lebar Mercu Embung 31
Tabel 2.9 Faktor Bentuk Podasi 41
Tabel 2.10 Koefisien Daya Dukung dari *Ohsaki* 41
Tabel 2.11 Harga α1 dan α2 untuk Menentukan Titik Pusat Longsoran Cara *Fellenius* 45
Tabel 3.1 Data-data Studi Perencanaan Embung 49
Tabel 4.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Tahunan 54
Tabel 4.2 Sebaran Distribusi Log Pearson III 55
Tabel 4.3 Curah Hujan Rancangan Berbagai Kala Ulang Distribusi Log Pearson III 55
Tabel 4.4 Sebaran Distribusi Gumbel 56
Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Debit Banjir Rancangan dengan Kala Ulang 2,5,10,25,50,100,200,1000 56
Tabel 4.6 Sebaran Distribusi Normal 57
Tabel 4.7 Hasil Perhitungan Debit Banjir Rancagan dengan Kala Ulang 2,5,10,25,50,100,200,1000 58
Tabel 4.8 Rekap Debit Banjir Rancangan 58
Tabel 4.9 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Log Pearson III 59
Tabel 4.10 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Gumbel 60
Tabel 4.11 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Normal 61
Tabel 4.12 Uji Chi Square pada Distribusi Log Pearson III 62
Tabel 4.13 Nilai batas minimum dan maksimum 63
Tabel 4.14 Perhitungan uji Chi Square (X^2) 63
Tabel 4.15 Probabilitas Kelas 63

Tabel 4.16 Uji Chi Square pada Distribusi Gumbel 64
Tabel 4.17 Probabilitas Kelas 65
Tabel 4.18 Uji Chi Square pada Distribusi Normal 65
Tabel 4.19 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov 66
Tabel 4.20 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square 66
Tabel 4.21 Uji Konsistensi Data Metode RAPS Stasiun Bandung 67
Tabel 4.22 Uji Konsistensi Data Metode RAPS Stasiun Song Jambu II 68
Tabel 4.23 Perhitungan Rasio Hujan Jam-jaman 70
Tabel 4.24 Perhitungan Curah Hujan Efektif 70
Tabel 4.25 Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe 70
Tabel 4.26 Tabel Unit Hidrograf Nakayasu 73
Tabel 4.27 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun 75
Tabel 4.28 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun 76
Tabel 4.29 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun 77
Tabel 4.30 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 25 Tahun 78
Tabel 4.31 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun 79
Tabel 4.32 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun 80
Tabel 4.33 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 200 Tahun 81
Tabel 4.34 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 1000 Tahun 82
Tabel 4.35 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu 83
Tabel 4.36 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 86
Tabel 4.37 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 2 Tahun 89
Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 5 Tahun 90

Tabel 4.39 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 10 Tahun 91
Tabel 4.40 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 25 Tahun 92
Tabel 4.41 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 50 Tahun 93
Tabel 4.42 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 100 Tahun 94
Tabel 4.43 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 200 Tahun 95
Tabel 4.44 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 1000 Tahun 96
Tabel 4.45 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Snyder 97
Tabel 4.46 Tabel Unit Hidrograf Gama I 100
Tabel 4.47 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 2 Tahun 102
Tabel 4.48 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 5 Tahun 103
Tabel 4.49 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 10 Tahun 104
Tabel 4.50 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 25 Tahun 105
Tabel 4.51 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 50 Tahun 106
Tabel 4.52 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 100 Tahun 107
Tabel 4.53 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 200 Tahun 108
Tabel 4.54 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 1000 Tahun 109
Tabel 4.55 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Gama I 110
Tabel 4.56 Perhitungan HSS ITB 1 113

Tabel 4.57 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Metode ITB 1 114
Tabel 4.58 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 2 Tahun 116
Tabel 4.59 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 5 Tahun 117
Tabel 4.60 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 10 Tahun 118
Tabel 4.61 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 25 Tahun 119
Tabel 4.62 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 50 Tahun 120
Tabel 4.63 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 100 Tahun 121
Tabel 4.64 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 200 Tahun 122
Tabel 4.65 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 1000 Tahun 123
Tabel 4.66 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode ITB 1 124
Tabel 4.67 Perhitungan HSS ITB 2 127
Tabel 4.68 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Metode ITB 2 129
Tabel 4.69 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 2 Tahun 131
Tabel 4.70 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 5 Tahun 132
Tabel 4.71 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 10 Tahun 133
Tabel 4.72 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 25 Tahun 134
Tabel 4.73 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 50 Tahun 135
Tabel 4.74 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 100 Tahun 136
Tabel 4.75 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan

Kala Ulang 200 Tahun 137

Tabel 4.76 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 1000 Tahun 138
Tabel 4.77 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode ITB 2 139
Tabel 4.78 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu, Snyder, Gamma I, ITB 1, dan ITB 2 142
Tabel 4.79 Hubungan Elevasi, Luas dan Volume Embung Bantengan 142
Tabel 4.80 Jumlah Penduduk Desa Bantengan Kecamatan Bandung 144
Tabel 4.81 Proyeksi Jumlah Penduduk Desa Bantengan 145
Tabel 4.82 Perhitungan Uji Kesesuaian Proyeksi 146
Tabel 4.83 Perhitungan Kebutuhan Air Desa Bantengan 147
Tabel 4.84 Curah Hujan 10 Harian Stasiun Bandung 149
Tabel 4.85 Curah Hujan 10 Harian Stasiun Song Jambu II 150
Tabel 4.86 Curah Hujan Rerata Metode Rerata Aljabar 152
Tabel 4.87 Evapotranspirasi Metode Penman Modifikasi 155
Tabel 4.88 Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2005 160
Tabel 4.89 Data Debit *Inflow* 166
Tabel 4.90 Perhitungan Debit Andalan 168
Tabel 4.91 Rekapitulasi Debit Andalan 168
Tabel 4.92 Simulasi Embung Tahun 2005 172
Tabel 4.93 Perhitungan Harga Koefisien Debit (C) 175
Tabel 4.94 Hubungan C – B – Q di atas Pelimpah 176
Tabel 4.95 Hubungan H – S – Q di Atas Pelimpah 177
Tabel 4.96 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah 179
Tabel 4.97 Perhitungan Lengkung *Harold* 182
Tabel 4.98 Perhitungan Profil Muka Air 183
Tabel 4.99 Perhitungan Muka Air Saluran Transisi 187
Tabel 4.100 Perhitungan Muka Air Saluran Peluncur 191
Tabel 4.101 Periode Ulang dan Percepatan Gempa Dasar 198
Tabel 4.102 Koordinat Garis Depresi 200
Tabel 4.103 Perhitungan Slope Sungai 201
Tabel 4.104 Perhitungan *Rating Curve* 203
Tabel 4.105 Tabel Karakteristik Material Penyusun Tubuh Embung Bantengan 205

Tabel 4.106 Nilai sudut geser tanah berdasarkan Peck dan Mayerhof 206
Tabel 4.107 Analisis Stabilitas Lereng Embung dengan Berbagai Macam Kondisi 208
Tabel 4.108 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Kosong Kondisi Normal 209
Tabel 4.109 Stabilitas Hilir Embung Bantegan Saat Kosong Kondisi Normal 211
Tabel 4.110 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Normal 213
Tabel 4.111 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Normal (NWL) Kondisi Normal 215
Tabel 4.112 Stabilitas Hulu Embung Bantegan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Normal 217
Tabel 4.113 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Normal 219
Tabel 4.114 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Kosong Kondisi Gempa 221
Tabel 4.115 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Kosong Kondisi Gempa 223
Tabel 4.116 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Gempa 225
Tabel 4.117 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Normal (NWL) Kondisi Gempa 227
Tabel 4.118 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Gempa 229
Tabel 4.119 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Gempa 231
Tabel 4.120 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Normal 233
Tabel 4.121 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Gempa 235
Tabel 4.122 Perhitungan Nc, Nq, Ny 238
Tabel 4.123 Perhitungan Tekanan ke atas (uplift preassure) Pelimpah Kondisi Penuh 239
Tabel 4.124 Momen Tahan Akibat Tubuh Pelimpah dan Gaya Vertikal 241
Tabel 4.125 Momen Tahan Akibat Air di atas Pelimpah dan Gaya Vertikal 241
Tabel 4.126 Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat *Uplift* 241

Tabel 4.127 Momen Guling Akibat Tekanan Air dan Gaya Horizontal 242
Tabel 4.128 Momen Tahan Akibat Tekanan Tanah Pasif dan Gaya Horizontal 242
Tabel 4.129 Perhitungan Tekanan ke atas *(uplift preassure)* Pelimpah Kondisi Banjir 244
Tabel 4.130 Momen Tahan Akibat Tubuh Pelimpah dan Gaya Vertikal 245
Tabel 4.131 Momen Tahan Akibat Air di atas Pelimpah dan Gaya Vertikal 245
Tabel 4.132 Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat *Uplift* 246
Tabel 4.133 Momen Guling Akibat Tekanan Air dan Gaya Horizontal 246
Tabel 4.134 Momen Tahan Akibat Tekanan Tanah Pasif dan Gaya Horizontal 246
Tabel 4.135 Tinjauan Stabilitas Terhadap Gaya Guling 248
Tabel 4.136 Tinjauan Stabilitas Terhadap Gaya Geser 248
Tabel 4.137 Tinjauan Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah 249

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Contoh Penggambaran Metode Tinggi Rata-rata 7
Gambar 2.2 Contoh Penggambaran Metode Thiessen 8
Gambar 2.3 Contoh Penggambaran Metode Isohyet 9
Gambar 2.4 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 16
Gambar 2.5 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I 35
Gambar 2.6 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II 35
Gambar 2.7 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III 36
Gambar 2.8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV 37
Gambar 2.9 Sketsa Sederhana Analisis Stabilitas Lereng Metode *Fellenius* 44
Gambar 2.10 Irisan untuk Analisis Stabilitas Lereng Metode *Fellenius* 44
Gambar 2.11 Menentukan Titik Pusat Longsoran Cara *Fellenius* 45
Gambar 2.12 Bagian-bagian pada Tiap Pias 46
Gambar 2.13 Uraian Gaya-gaya yang Bekerja pada Masing-masing Pias 46
Gambar 3.1 Peta Kabupaten Tulungagung 47
Gambar 3.2 Skema Lokasi Rencana Embung Bantengan 48
Gambar 3.3 Peta Situasi Lokasi Rencana Embung Bantengan 48
Gambar 3.4 Diagram Alir Pengerjaan Skripsi 51
Gambar 4.1 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 74
Gambar 4.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu 84
Gambar 4.3 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 88
Gambar 4.4 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder 98
Gambar 4.5 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Gama I 101
Gambar 4.6 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I 111
Gambar 4.7 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik ITB 1 115
Gambar 4.8 Hidrograf Satuan Sintetik ITB 1 125
Gambar 4.9 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik ITB 2 130
Gambar 4.10 Hidrograf Satuan Sintetik ITB 2 140
Gambar 4.11 Perbandingan Grafik Unit Hidrograf HSS Nakayasu, Snyder, Gama I, ITB 1, ITB 2 141
Gambar 4.12 Hubungan Elevasi, Luas Area dan Volume Embung Bantengan 143
Gambar 4.13 Grafik Hubungan Debit F.J. Mock dan Curah Hujan Tahun 2005 – 2014 165

Gambar 4.14 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah 180
Gambar 4.15 Pelimpah Ogee Tipe I 181
Gambar 4.16 Lengkung *Harold* 182
Gambar 4.17 Gambar Profil Muka Air Pelimpah Ogee I 183
Gambar 4.18 Grafik Panjang Loncatan *Froude Number* 184
Gambar 4.19 Grafik Loncatan Hidrolik 193
Gambar 4.20 Kolam Olak USBR Type III 194
Gambar 4.21 Peta Zona Gempa Indonesia 197
Gambar 4.22 Skema Formasi Garis Depresi pada Embung Homogen 199
Gambar 4.23 Garis Depresi pada Embung Bantengan 200
Gambar 4.24 *Rating Curve Tail Water Level* 203
Gambar 4.25 *Rating Curve Tail Water Level* dan Elevasi Muka Air 204
Gambar 4.26 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Normal) 210
Gambar 4.27 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Normal) 212
Gambar 4.28 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Normal) 214
Gambar 4.29 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Normal) 216
Gambar 4.30 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Normal) 218
Gambar 4.31 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Normal) 220
Gambar 4.32 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Gempa) 222
Gambar 4.33 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Gempa) 224
Gambar 4.34 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Gempa) 226
Gambar 4.35 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Gempa) 228
Gambar 4.36 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Gempa) 230

Gambar 4.37 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Gempa).....232

Gambar 4.38 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Normal) 234

Gambar 4.39 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Gempa).....236

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Air merupakan kebutuhan utama bagi kelangsungan hidup manusia. Bisa dapat dipastikan jika tidak ada air maka kelangsungan hidup manusia tidak akan berjalan. Secara umum sumber air berasal dari air hujan, air permukaan (sungai/danau), dan mata air atau air tanah. Dari total air yang ada di permukaan bumi hanya 2,5% yang berupa air tawar sisanya berupa air asin (laut).

Salah satu pemanfaatan air adalah untuk memenuhi kebutuhan air baku. Seiring dengan berkembangnya zaman dan peningkatan jumlah penduduk dari tahun ke tahun, maka kebutuhan air baku meningkat. Oleh karena itu Pemerintah Republik Indonesia melalui Direktorat Jenderal Sumber Daya Air, Kementerian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat dan Balai Besar Wilayah Sungai Brantas telah melaksanakan serangkaian usaha dimana salah satunya adalah pembangunan di bidang pengairan seperti pembangunan embung yang dapat langsung dirasakan oleh masyarakat kecil dalam memenuhi kebutuhan air baku.

Secara geografis dan hidrologis Kabupaten Tulungagung masih mempunyai potensi sumber daya air yang bisa dikembangkan. Disisi lain di Kabupaten Tulungagung pertumbuhan penduduk relatif tinggi. Maka dari itu kebutuhan akan sumber daya air meningkat. Namun kondisi infrastruktur sumber daya air yang ada belum bisa memadai dan memenuhi kebutuhan air untuk warga sekitar. Keterbatasan akan sumber daya air semakin diperparah saat datangnya musim kemarau.

Dari permasalahan diatas maka perlu adanya studi lebih lanjut tentang perencanaan desain embung. Salah satunya adalah studi perencanaan embung Bantengan di Desa Bantengan Kecamatan Bandung Kabupaten Tulungagung Provinsi Jawa Timur.

1.2 Identifikasi Masalah

Pada studi ini akan membahas tentang perencanaan Embung Bantengan yang nantinya akan dimanfaatkan sebagai air baku. Embung tersebut menggunakan salah satu sungai sebagai sumber pemasukan airnya.

Warga di Desa Bantengan biasanya dalam memenuhi kebutuhan air baku dengan cara mengambil air dari sumur dan sebagian langsung dari sungai. Namun pada saat musim

kemarau tiba, sumber-sumber tersebut menjadi kering dan warga kesulitan mendapatkan air. Dengan adanya suatu bangunan yang dapat menampung air dalam jumlah yang cukup besar saat musim hujan, diharapkan dapat mengatasi permasalahan yang ada.

Dalam studi perencanaan ini besar kapasitas tampungan efektif harus ditentukan dengan memperhatikan besarnya kebutuhan, besarnya potensi air yang dapat mengisi embung selama musim hujan, dan kapasitas maksimal yang disesuaikan dengan kondisi topografi lokasi studi.

Desain dan dimensi bangunan pelimpah harus disesuaikan dengan letak tubuh embung dan kondisi alur sungai yang yang ada. Bangunan pelimpah akan membuang kelebihan air ke arah hilir dengan beban yang berat maka bangunan tersebut harus berdiri di atas pondasi yang kokoh.

Perencanaan desain tubuh embung harus aman dan stabil. Sehingga diperlukan perhitungan yang tepat dan sesuai dengan kriteria desain tentang hidrologi dan struktur bangunannya.

Perhitungan analisa stabilitas tubuh embung harus direncanakan sebaik mungkin dan aman terhadap gaya-gaya yang mungkin terjadi selama embung tersebut beroperasi baik dalam keadaan kosong maupun normal serta aman terhadap gempa.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan pada berbagai analisis yang dibutuhkan dalam perencanaan embung. Maka rumusan masalah dalam studi perencanaan ini adalah:

1. Berapakah besar tampungan efektif embung?
2. Bagaimana desain dan dimensi embung?
3. Bagaimana desain dan dimensi bangunan pelimpah?
4. Bagaimana hasil analisa stabilitas terhadap tubuh embung dan pelimpah yang direncanakan?

1.4 Batasan Masalah

Berdasarkan identifikasi permasalahan di atas, maka batasan masalah dalam studi ini adalah sebagai berikut:

1. Embung yang akan direncanakan adalah untuk memenuhi kebutuhan air baku (*Single Purpose).*
2. Tidak membahas aspek sosial dan ekonomi.
3. Tidak membahas aspek analisa dampak lingkungan.

4. Tidak menghitung sedimentasi.
5. Tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB).
6. Tidak membahas tentang metode pelaksanaan konstruksi.
7. Tidak membahas masalah operasi dan pemeliharaan.

1.5 Maksud dan Tujuan

Maksud dari studi perencanaan ini adalah merencanakan sebuah embung yang layak secara teknis, sehingga dapat memenuhi kebutuhan air baku warga di lokasi tersebut.

Adapun tujuan dari penyusunan skripsi ini adalah untuk mendesain embung Bantengan sebagai penampung air selama musim hujan dan musim kemarau. Sehingga keberadaan embung ini dapat bermanfaat bagi kesejahteraan warga sekitar khususnya dalam pemanfaatan Sumber Daya Air.

BAB II
LANDASAN TEORI

2.1. Umum

Embung merupakan cekungan yang digunakan untuk mengatur dan menampung suplai aliran (air hujan maupun debit limpasan) yang terkumpul pada suatu daerah tangkapan. Embung berfungsi menampung air pada musim hujan untuk digunakan pada musim kemarau pada tahun yang sama untuk suatu desa. Berdasarkan lama embung menampung air, diklasifikasikan menjadi embung dengan tampungan sebentar (kemampuan menyimpan air antara 0-2 bulan), embung dengan tampungan menengah (kemampuan menyimpan air antara 3-5 bulan), dan embung dengan tampungan panjang/lestari (kemampuan menyimpan air antara 6-8 bulan).

Untuk menjamin fungsi dan keamanannya, desain rencana pembangunan embung mempunyai beberapa bagian yang harus dipertimbangkan. Bagian-bagian tersebut meliputi berikut ini :

1. Tubuh embung berfungsi untuk menutup lembah atau cekungan, sehingga air dapat tertampung di sebelah hulunya.
2. Kolam embung berfungsi untuk menampung air hujan dan limpasan debit sungai yang masuk. Selain itu, juga digunakan untuk mengetahui besarnya tampungan waduk.
3. Alat sadap, berfungsi untuk mengeluarkan air kolam bila diperlukan.
4. Jaringan distribusi, berfungsi membawa air dari kolam ke bak tendon air harian di atau dekat pemukiman (desa) secara gravitasi dan bertekanan, sehingga pemberian air tidak menerus (tidak kontinyu).
5. Pelimpah, berfungsi mengalirkan banjir dari kolam ke lembah untuk mengamankan tubuh embung atau dinding kolam peluapan.

Embung biasanya dibangun di cekungan ataupun di alur sungai kecil yang hanya mengalir di musim hujan saja atau sungai yang mempunyai *base flow* relatif kecil, sehingga perencanaan tampungannya, sepenuhnya bergantung pada *inflow* yang berasal dari limpasan.

Dalam buku Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia tercantum batasan untuk embung kecil sebagai berikut :

1. Tinggi maksimum 10 m untuk tipe urugan, dan 6 m untuk tipe graviti atau komposit.
2. Kapasitas tampung maksimum embung 100.000 m^3.
3. Luas daerah tadah hujan maksimum 100 Ha = 1 Km^2.

Embung diluar batasan kriteria yang telah ditetapkan tersebut, dapat digolongkan sebagai embung besar.

2.2. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi adalah suatu analisis yang bertujuan untuk menghitung potensi air yang ada pada daerah tertentu, sehingga dapat dimanfaatkan dan dikembangkan, serta mengendalikan potensi air tersebut untuk kepentingan masyarakat.

2.2.1. Curah Hujan Rerata Daerah

Untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir diperlukan data curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah atau daerah yaitu curah hujan yang diambil dari beberapa titik pengukuran di daerah yang bersangkutan dan dinyatakan dalam mm. Beberapa cara yang digunakan untuk menghitung curah hujan rata-rata daerah maksimum adalah (Soemarto, 1987:10) :

1. Cara tinggi rata-rata

   Tinggi rata-rata curah hujan didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmatic mean*) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut.

   Rumus tinggi rata-rata (Soemarto, 1987 : 10) :

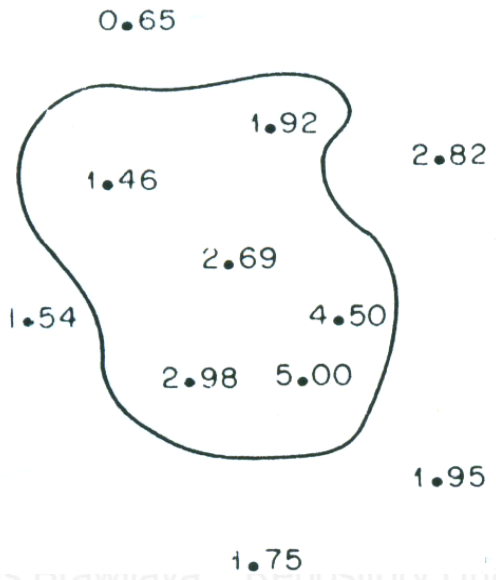
$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \ldots + d_n}{n} = \sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{n} \qquad (2\text{-}1)$$

   dengan :

   d = curah hujan rerata daerah (mm/hari)

   n = jumlah titik pengamatan

   $d_1, d_2, ..d$n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm/hari)



Gambar 2.1 Contoh Penggambaran Metode Tinggi Rata-Rata

Sumber: Soemarto (1987:11)

2. Cara Poligon Thiessen

Cara ini berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Masing-masing penakar hujan mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung di antara dua buah pos penakar (lihat gambar 2.2)

Misalnya A_1 adalah Luas daerah pengaruh pos penakar 1, A_2 daerah pengaruh penkar pos 2 dan seterusnya. Jumlah $A_1 + A_2 + \ldots A_n = A$ adalah jumlah luas seluruh areal yang dicari tinggi curah hujan rata-ratanya. Jika pos penakar 1 menakar tinggi hujan d_1, pos penakar 2 menakar d_2, dan pos penakar n menakar *dn*, maka:

$$d = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + ... + A_n d_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n}$$

$$d = \sum_{i=1}^{n} \frac{A_i d_i}{A} \qquad (2\text{-}2)$$

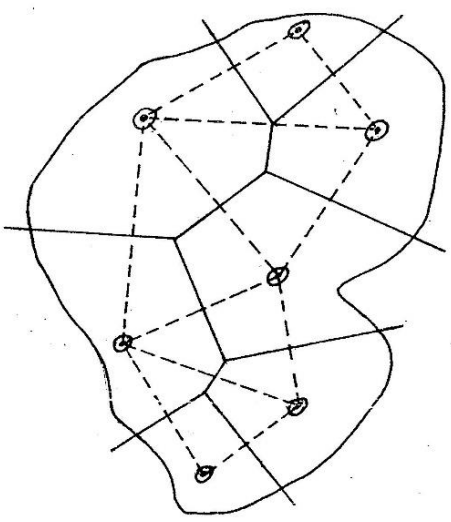
dengan :

d = tinggi hujan rata-rata daerah (mm/hari)

A = luas daerah

$d_1, d_2, ..dn$ = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm/hari)

$A_1, A_2, \ldots A_3$ = luas daerah pengaruh pos 1,2,….*n*



Gambar 2.2 Contoh Penggambaran Metode Thiessen

Sumber : Harto (1989 : 66)

3. Cara Isohyet

Cara Isohyet dianggap lebih teliti dibanding dengan cara tinggi rata-rata dan cara Poligon Thiesen. Penggambaran garis Isohyet seperti pada gambar 2.3. dari suatu DAS, harus memperhatikan faktor topografi dan faktor lainnya yang mempengaruhi sebaran hujan. Kelemahan dari metode ini adalah faktor subyektivitas dari penggambaran peta isohyet dapat mempengaruhi ketelitian dari hasil perhitungan.

Dengan cara isohyet, kita harus menggambar garis kontur tinggi hujan yang sama (isohyet), kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan dinilai rata-ratanya dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur, sebagai berikut :

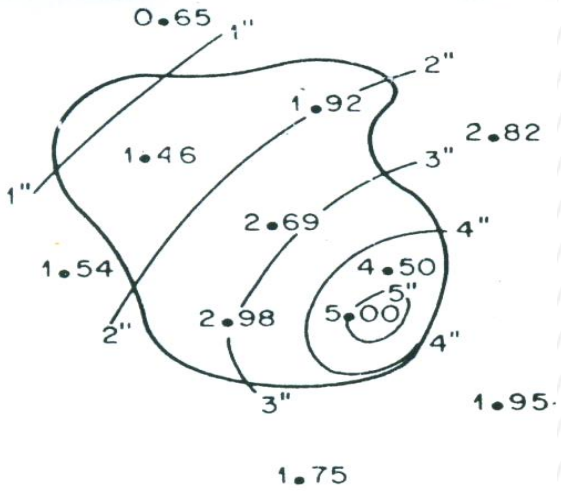
$$d = \frac{\frac{d_0 + d_1}{2} A_1 + \frac{d_1 + d_2}{2} A_2 + ... + \frac{d_{n-1} + d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + ... + A_n} \qquad (2\text{-}3)$$

dengan :

d = tinggi hujan rata-rata daerah (mm/hari)

$d_0, d_1, ..d$n = curah hujan pada isohyet 0,1,2,....,n

$A_1, A_2, ….A_3$ = luas daerah pengaruh pos 1,2,….n



Gambar 2.3 Contoh Penggambaran Metode *Isohyet*

Sumber : Soemarto (1987:14)

2.2.2. Curah Hujan Rancangan

Dalam analisa hidrologi selanjutnya, diperlukan besaran curah hujan rancangan yang terjadi di daerah tersebut. Curah hujan rancangan adalah berupa jumlah hujan yang terjadi selama satu hari dalam satuan millimeter, dalam berbagai kala ulang yang telah direncanakan.

Untuk mendapatkan suatu distribusi yang sesuai dengan data yang tersedia, maka digunakan analisis frekuensi. Persyaratan yang digunakan untuk memilih distribusi frekuensi adalah dengan mencari koefisien kurtosis (Ck) dan koefisien kepencengan (Cs) dengan batasan tertentu, yang kemudian dapat dilihat pada tabel 2.1. Masing-masing distribusi mempunyai sifat-sifat tertentu. Menurut Harto (1993:245) :

1. Distribusi Normal

   Distribusi normal memiliki parameter-parameter sebagai berikut:

   - Koefisien kurtosis (Ck) untuk distribusi normal adalah = 3.
   - Distribusi normal dengan bentuk kurva simetri seperti lonceng memiliki sifat yang stabil dengan nilai koefisien kepencengan (Cs) = 0.

2. Distribusi Log Normal

   Distribusi log normal memiliki parameter-parameter sebagai berikut:

   - Distribusi log normal memiliki bentuk kurva yang menceng ke kanan yang berarti nilai koefisien kepencengan (Cs) bernilai positif.
   - Koefisien kurtosis (Ck) untuk distribusi log normal bernilai positif pula

3. Distribusi Gumbel

   Distribusi Gumbel memiliki parameter-parameter sebagai berikut:

- Distribusi Gumbel memiliki sifat koefisien kepencengan (Cs) bernilai = 1,1396
- Koefisien kurtosis (Ck) bernilai = 5,4002

4. Distribusi Log Pearson III

   Distribusi Log Pearson III ini mempunyai sifat nilai Cs bernilai positif, negatif dan nol. Jadi kebanyakan data-data hidrologi memenuhi distribusi Log Pearson III.

Pemilihan masing-masing distribusi frekuensi ini diharapkan untuk mengikuti persyaratan atau aturan di atas agar tidak terjadi kesalahan perkiraan yang cukup besar karena masing-masing distribusi tersebut memeliki parameter yang khas. Apabila menggunakan distribusi Gumbel dan Normal, penentuannya harus melalui uji statistik yaitu ditentukan terlebih dahulu nilai koefisien skewness (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Distribusi Log Pearson III dapat dipakai untuk semua macam sebaran data, oleh karena itu metode ini sering dipakai dalam menentukan curah hujan rancangan.

Menurut Harto (1993:291), dalam pengujian data hujan di pulau Jawa ditemukan distribusi Gumbel hanya sesuai dengan 7% kasus, demikian pula dengan distribusi Normal. Sedangkan 90% lainnya mengikuti distribusi Log Normal dan Log Pearson III. Karena dasar tersebut, maka dalam kajian ini akan menggunakan distribusi Log Pearson III.

Parameter-parameter statistik yang diperlukan untuk perhitungan dengan Metode Log Pearson III adalah:

1. Harga rata-rata
2. Standart deviasi
3. Koefisien kemiringan (Cs)

Tabel 2.1. Syarat Pemilihan Distribusi Frekuensi

Distribusi frekuensi	Ck	Cs
Gumbel	5,402	1,139
Normal	3,00	0
Log Pearson III	Bebas	bebas

Sumber: Harto, 1983:179

Tahapan untuk perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson III adalah sebagai berikut: (Soemarto,1987:243)

1. Mengubah data hujan sebanyak n buah menjadi dalam bentuk logaritma
2. Menghitung harga rata-rata logaritma dengan menggunakan rumus:

$$\overline{\log X} = \sum_{i=1}^{n} \frac{LogXi}{n} \quad (2\text{-}4)$$

3. Menghitung simpangan baku dengan rumus:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(\log Xi - \overline{\log X}\right)^2}{n-1}} \quad (2\text{-}5)$$

4. Menghitung korfisien kemiringan (Cs) dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Cs = n \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(\log Xi - \overline{\log X}\right)^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad (2\text{-}6)$$

5. Menghitung logaritma curah hujan rancangan dengan kala ualang tertentu

$$\log X_T = \overline{\log X} + G.S \quad (2\text{-}7)$$

Harga G diperoleh berdasarkan harga Cs dan tingkat probabilitasnya.

6. Dan tahapan yang terakhir adalah menghitung curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu dengan mengambil harga antilog X_T.

dengan :

X_T = curah hujan rancangan dengan kala ulang T tahun

logX = rata-rata logaritma dari curah hujan

Xi = curah hujan tahun ke-i

n = banyaknya tahun pengamatan

S = simpangan baku

Cs = koefisien kemiringan

G = koefisien frekuensi

2.2.3. Uji Kesesuaian Distribusi

Dalam studi ini, menggunakan dua macam uji kesesuaian distribusi, yaitu Uji *Smirnov Kolmogorov* dan Uji *Chi-Kuadrat*. Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa, yaitu :

1. Mengetahui apakan data tersebut benar sesuai dengan teoritis yang dipakai.
2. Mengetahui apakah hipotesa tersebut dapat digunakan atau tidak untuk perhitungan selanjutnya.
3. Untuk melakukan uji ini terlebih dahulu harus dilakukan ploting data pengamatan pada kertas distribusi yang sesuai dan garis durasi yang sesuai.

2.2.3.1. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui simpangan horisontal tersebar sebaran teoritis dan sebaran empiris. Simpangan horisontal ini dinyatakan dengan Δmaks < Δcr (didapat dari tabel) untuk derajat nyata tertentu, disimpulkan hipotesa distribusi dapat diterima. Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorov* sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric* test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Adapun prosedurnya adalah sebagai berikut:

1. Data curah hujan disusun dari kecil ke besar
2. Menghitung persamaan empiris dengan persamaan berikut (Harto,1981:179):

$$P = \frac{m}{n-1} x100\% \qquad (2\text{-}8)$$

dengan :

P = peluang (%)

m = nomor urut data

n = jumlah data

3. Mencari nilai G

$$G = \frac{(LogXi - LogX)}{S} \qquad (2\text{-}9)$$

dengan :

G = koefisien frekuensi

S = simpangan baku

4. Mencari harga Pr dengan melalui tabel distribusi *Log Pearson type III*
5. Menghitung nilai P(x)

$$P(x) = 100 - Pr \qquad (2\text{-}10)$$

6. Menghitung selisih Sn(x) dan P(x) $\quad Sn\,(x) = peluang\left(\frac{ranking}{\sum data + 1}\right)$ (2-11)

7. Bandingkan perbedaan terbesar dari perhitungan selisih terbesar (Δmaks) dengan Δcr dari tabel *Smirnov-Kolmogorov*. Jika harga Δmaks <Δcr, maka penyimpangan masih dalam batas ijin, yang berarti distribusi hujan pengamatan sesuai dengan model distribusi teoritis.

2.2.3.2. Uji *Chi-Kuadrat*

Uji *Chi-Kuadrat* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2, oleh karena itu disebut dengan *Chi-Kuadrat*. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus (Soewarno,1995;194) :

$$X^2 = \sum_{i=1}^{G} \frac{(Oi - Ei)^2}{Ei} \qquad (2\text{-}12)$$

dengan :

Ei = nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

Oi = nilai yang diamati (*observed frequency*)

Tahapan dalam uji ini adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Menjumlahkan data pengamatan sebesar *Oi* tiap-tiap sub grup
4. Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar *Ei*
5. Untuk tiap-tiap sub grup hitung nilai : $(Oi - Ei)^2$ dan $\frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$
6. menjumlah nilai $\frac{(Oi - Ei)^2}{Ei}$ pada seluruh G sub grup untuk menentukan nilai *Chi-Kuadrat* hitung (X^2 *hit*).
7. Menentukan derajat kebebasan, $dk = G - R - 1$

Harga X^2 *hit* dibandingkan dengan harga X^2 *Cr* dari tabel *Chi-Kuadrat* dengan *dk* dan jumlah data (*n*) tertentu. Apabila X^2 *hit* < X^2 *Cr* maka hipotesa distribusi dapat diterima.

2.2.4. Debit Banjir Rancangan

2.2.4.1. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran berubah dari waktu ke waktu sesuai dengan pengaruh pemanfaatan lahan dan aliran sungai. Koefisien pengaliran pada suatu daerah dipengaruhi oleh faktor-faktor penting (Subarkah, 1980:51):

- Keadaan hujan
- Luas dan bentuk daerah pengaliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Kebasahan tanah
- Suhu, udara, angin dan evaporasi yang berhubungan dengan itu
- Letak daerah aliran terhadap arah angin
- Daya tampung palung sungai dan daerah sekitarnya

Harga koefisien pengaliran untuk setiap daerah tidak akan sama, seperti yang dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.2 Koefisien Pengaliran

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Koefisien pengaliran (C)
Daerah pegunungan yang curam	0,75 – 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

Sumber : Sosrodarsono S, 1983 : 145

2.2.4.2. Distribusi Curah Hujan Jam-jaman

Distribusi curah hujan jam-jaman dengan interval tertentu digunakan untuk menghitung debit banjir rancangan dengan hidrogaf satuan. Adapun persamaan yang digunakan untuk menghitung besarnya distribusi curah hujan jam-jaman adalah sebagai berikut:

$$Rt = \frac{R_{24}}{t}\left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2\text{-}13)$$

$$R_T = t.Rt - (t-1).R_{(t-1)} \quad (2\text{-}14)$$

dengan :

R_t = rata-rata hujan sampai jam ke-T (mm/jam)
R_{24} = curah hujan efektif dalam 24 jam (mm)
t = waktu konsentrasi hujan (jam)
T = waktu mulai hujan sampai jam ke-T (jam)
R_T = curah hujan pada jam ke-T (mm/jam)

2.2.4.3. Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif merupakan bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run off*). Bentuk limpasan langsung ini dapat berupa limpasan permukaan dan *interflow*. Dengan anggapan bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu, maka curah hujan efektif dapat dinyatakan dengan rumus sebagai berikut (Subarkah, 1980:71) :

$$R_{ef} = C \,.\, R \quad (2\text{-}15)$$

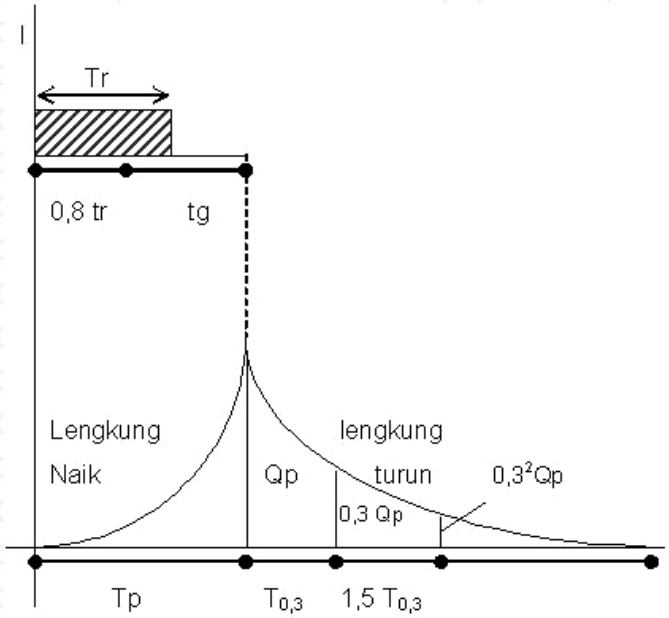
dengan :

R_{ef} = hujan efektif (mm)
C = koefisien pengaliran
R = curah hujan nyata (mm)

2.2.4.4. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Nakayasu yang berasal dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya. Untuk menentukan hidrograf satuan daerah pengaliran sungai yang tidak terpasang stasiun

AWLR (*Automatic Water Level Recorder*), dapat digunakan hidrograf sintetik.Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf-hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (Limantara, Lily Montarcih, 2010 : 154)



Gambar 2.4 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik *Nakayasu*
Sumber : Limantara, Lily Montarcih (2010 : 150)

Penggunaan metode nakayasu, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah aliran sungai
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
6. Koefisien pengaliran

Rumus dari hidrograf satuan *Nakayasu* adalah (Sosrodarsono, 1999:100) :

$$Qp = \frac{c.A.R_0}{3{,}6(0{,}3.T_p + T_{0.3})} \qquad (2\text{-}16)$$

dimana :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/det)

c = koefisien aliran

R_o = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = luas daerah pengaliran sampai outlet (km^2)

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus berikut :

$$T_p = t_g + 0{,}8\, t_r \quad (2\text{-}17)$$

$$T_{0,3} = \alpha\, t_g \quad (2\text{-}18)$$

$$t_r = 0{,}5\, t_g \quad (2\text{-}19)$$

Parameter t_g adalah *time lag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Parameter ini dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km : $t_g = 0{,}4 + 0{,}058\, L$ (2-20)
- Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km : $t_g = 0{,}21\, L^{0,7}$ (2-21)

dengan :

t_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter hidrograf, untuk

α = 2 => Pada daerah pengaliran biasa

α = 1,5 => Pada bagian naik, hidrograf lambat, dan turun cepat

α = 3 => Pada bagian naik, hidrograf cepat, turun lambat

Pada waktu naik : $0 < t < T_p$

$$Q_{(t)} = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2\text{-}22)$$

dimana :

$Q_{(t)}$ = limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = waktu (jam)

Pada kurva turun (*decreasing limb*)

Selang nilai : $0 \le t \le (T_p + T_{0,3})$

$$Qt = Qp.0{,}3^{\frac{t-Tp}{T0,3}} \quad (2\text{-}23)$$

Selang nilai : $(T_p + T_{0,3}) \le t \le (T_p + T_{0,3} + 1{,}5\, T_{0,3})$

$$Qt = Qp.0{,}3^{\frac{t-Tp+T0,3}{1,5T0,3}} \quad (2\text{-}24)$$

Selang nilai : $t > (T_p + T_{0,3} + 1{,}5\ T_{0,3})$

$$Qt = Q_p . 0{,}3^{\frac{t - Tp + 1{,}5T0{,}3}{1{,}5T0{,}3}} \quad (2\text{-}25)$$

dengan :

Qt = Debit (m^3/det)

t = Satuan waktu (jam)

2.2.5. Perkiraan Debit Aliran Masuk Embung

2.2.5.1. Metode FJ Mock

Dr. FJ Mock dalam makalahnya *Land Capability Appraisal and Water Avaibility Appraisal*, Indonesia, *FAO*, Bogor, 1973, memperkenalkan cara perhitungan simulasi aliran sungai dari data hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah aliran sungai. Model ini dihasilkan dari penelitian empiris dengan memasukkan data hujan bulanan, evapotranspirasi potensial bulanan dan parameter-parameter fisik lainnya yang sifatnya juga bulanan, sehingga menghasilkan debit aliran simulasi bulanan (Hadisusanto, N. 2010: 230)

Metode ini mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

Kriteria perhitungan dan asumsi yang digunakan dalam analisis diuraikan sebagai berikut:

1. Evapotranspirasi Aktual (*Ea*)

Evapotranpirasi actual dihitung dari evapotranspirasi potensiaal metode Penman standart *FAO* (*ETo*). Hubungan antara Evapotranspirasi potensial dan Evapotranspirasi actual dihitung dengan rumus :

$$Ea = ETo - AE \quad (2\text{-}26)$$

$$AE = ETo \times (m/20) \times (18\text{-}n) \quad (2\text{-}27)$$

dengan :

m = Presentase lahan yang tidak tertutup tanaman, ditaksir dari peta tata guna lahan

m = 0 untuk lahan hutan lebat

m = 0 untuk lahan dengan hutan sekunder pada akhir musim hujan dan bertambah 10% setiap bulan kering berikutnya.

m = 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

m = 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah (missal: sawah, ladang)

n = jumlah hari hujan dalam sebulan

2. Kesimbangan Air di Permukaan Tanah

a. Air hujan yang mencapai permukaan tanah dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$Ds = P - Et \quad (2\text{-}28)$$

Bila harga Ds positif (P>Et) maka air akan masuk ke dalam tanah bila kapasitas kelembaban tanah belum terpenuhi, dan sebaiknya akan melimpas bila kondisi tanah jenuh. Bila harga Ds negative (P<Et), seebagian air tanah akan keluar dan terjadi kekurangan (*deficit*). P = curah hujan.

b. Perubahan kandungan air tanah (*soil storage*) tergantung dari hara Ds. Bila harga Ds negative maka kapasitas kelembaban tanah berkurang dan bila Ds positif akan menambah kekurangan kapasitas kelembaban tanah bulan sebelumnya.

c. Kapasitas kelembaban tanah (*Soil Moisture Capacity*)

Perkiraan kapasitas kelembaban tanah awal diperlukan pada saat dimulainya simulasi dan besarnya tergantung dari kondisi porositas lapisan tanah atas dari daerah pengaliran. Biasanya diambil 50-250 mm, yaitu kapasitas kandungan air daam tanah per m^3. Jika porositas tanah lapisan atas tersebut makin besar, maka kapasitas kelembaban tanah akan makin besar pula. Bilamana pemakaian model dimulai bulan Januari, yaitu pertengahan musim hujan, maka tanah dapat dianggap berada pada kapasitas lapangan (*field capacity*). Untuk pemakaian model dimulai musim kemarau, akan terdapat kekurangan dan kelembaban tanah awal mestinya di bawah kapasitas lapangan.

3. Limpasan dan Penyimpanan Air Tanah (*Run Off & Groundwater Storage*)

a. Koefisien Infiltrasi (*i*)

Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah kemiringan daerah pengaliran. Lahan yang porous misalnya pasir halus mempunyai infiltrasi lebih tinggi dibandingkan tanah lempeng berat. Lahan yang termal dimana air tidak sempat infiltrasi ke dalam tanah maka koefisien infiltrasi akan kecil. Batasan koefisien infiltrasi adalah 0 – 1.

b. Penyimpanan Air Tanah (*Groundwater Storage*)

Pada permulaan simulasi harus ditetukan penyimpanan awal (initial storage) yang besrnya tergantung dari kondisi geologi setempat dan waktu, sebagai contoh dalam daerah pengaliran kecil dimana kondisi geologi lapisan bawah adalah tidak tembus

air dan mungkin tidak ada air di sungai pada musim kemarau, maka penyimpanan air tanah menjadi nol.

Rumus-rumus yang digunakan :

$$DVn = Vn - V_{n-1} \quad (2\text{-}29)$$

dengan :

Vn = volume air bulan ke-n

$= k \, . \, V_{n-1} + ½ \, (1+k) \, . \, In$

V_{n-1} = volume air tanah bulan ke (n-1)

k = faktor resesi aliran air tanah (*catchment area recession factor*)

$= qt/qo$

qt = aliran air tanah pada waktu t (bulan ke t)

qo = aliran air tanah pada awal (bulan ke 0)

In = Infiltrasi bulan ke *n*

DV_{n-1} = perubaha volume aliran air tanah

c. Limpasan (*Run Off*)

Aliran dasar : infiltrasi dikurangi perubahan volume aliran air dalam tanah

Limpasam langsung : kelebihan air (*water surplus*) - infiltrasi

Limpasan : aliran dasar + limpasan langsung

Debit andalan : aliran sungai dinyatakan dalam m^3/bulan

2.2.5.2. Parameter Karakteristik DAS

Pada model F.J. Mock ada lima parameter yang menggambarkan karakteristik DAS yang besar pengaruhnya terhadap keluaran system, yaitu :

1. Singkapan Lahan (m)

Singkapan lahan disesuaikan dengan penggunaan tata guna lahan. Prosentasi singkapan lahan ini berpengaruh terhadap evapotranspirasi actual yang terjadi, yang membedakan dengan evapotranspirasi potensial.

Tabel 2.3 Singkapan Lahan Sesuai Tata Guna Lahan

No.	Jenis Penggunaan Lahan	m (%)
1	Hutan Lebat	0
2	Lahan Tererosi	10-40

3	Lahan Pertanian (Sawah Ladang)	30-50

Sumber : Hadisusanto (2010)

2. Koefisien Infiltrasi

Infiltrasi yaitu proses masuknya air hujan ke dalam permukaan tanah/batuan melalui gaya gravitasi dan kapiler. Jumlah air yang masuk tersebut bergantung pada jenis atau macam tanah/batuan. Kemampuan untuk memasukkan air hujan ini dinyatakan dalam infiltrasi (I). Sedangkan kapasitas untuk memasukkan air hujan ini dinyatakan sebagai Faktor Infiltrasi/Kapasitas Infiltrasi (k).

Faktor-faktor yang mempengaruhi infiltrasi adalah (Sosrodarsono,S. 1987: 77-79) :

a. Dalamnya genangan di atas permukaan tanah
b. Kelebaban tanah
c. Pemampatan oleh curah hujan
d. Penyumbatan oleh bahan-bahan halus
e. Pemampatan oleh orang dan hewan
f. Struktur tanah
g. Tanaman penutup tanah
h. Udara yang terdapat dalam tanah

Infiltrasi yang tinggi terjadi pada permulaan terjadi hujan dan mengecil setelah kandungan air pada tanah meningkat. Nilai infiltrasi dapat dihitung dengan rumus :

$$I_n = Ws_n \,.\, Ci \qquad (2\text{-}30)$$

dengan :

I_n = Infiltrasi (mm), dalam per bulan tertentu dalam luas 1 m^3

Ws_n = *water surplus* (mm), dalam per bulan tertentu dalam luas m^2

Ci = Koefisien infiltrasi

Indeks n menyatakan perhitungan dalam bulan tertentu n.

Koefisien infiltrasi ditentukan berdasarkan porositas tanah, kmiringan daerah pengaliran dan keadaan geologi. Koefisien infiltrasi merupakan banyaknya porositas tanah yang bias mengalirkan air bila infiltrasi merupakan aliran melewati pipa-pipa kecil dalam jumlah banyak. Dalam situasi Mock, infiltrasi tinggi pada permulaan hujan dan mengecil setelah kandungan air pada tana meningkat pada satu kejadian hujan. Infiltrasi yang diperhitungkan adalah dari beberapa kejadian hujan dalam satu bulan. Pada tabel 2.4 menyajikan besarnya koefisien infiltrasi berdasarkan jenis batuan.

Tabel 2.4 Koefisien Infiltrasi Berdasarkan Janis Batuan (Ci)

No.	Jenis Batuan	Ci
1	Vukanik muda	0,30 – 0,50
2	Vulkanik tua, muda dan sedimen	0,15 – 0,25
3	Batu Pasir	0,15
4	Sedimen lanau, batu cukup kedap	0,15
5	Batu gamping	0,30 – 0,50

Sumber: Suhardjono, 1989

3. Kapasitas Kelembaban Tanah (*soil moisture capacity*)

Kapasitas kelembaban tanah adalah banyaknya air yang dapat dikandung oleh tanah (Sosrodarsono,S. 1976: 72). Besarnya kapasitas ditentukan berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas per 1 m^2. Pada simulasi Mock besarnya kapasitas kelembaban tanah ditentukan berdasarkan kelembaban maksimum tanah tersebut. Misalnya untuk tanah dengan kelambaban tanah maksimum 25 % maka kapasitas tanah tersebut 25 cm air pada tanah seluas 1 m^2. Biasanya kelembaban tanah ditaksir berkisar antara 50 sampai dengan 250 mm per m^2. Perubahan kandungan air tanah di daerah lengas ranah (*soil storage*) adalah selisih antara kelembaban tanah (*soil moisture capacity*) bulan sekarang dengan bulan sebelumnya.

Tabel 2.5 Angka Kedalaman Tanah

No.	Tipe Vegetasi	SMC (mm)
1	Padang Rumput	75
2	Umbi akar (a.i Kentang)	100
3	Tanaman padi, gandum dan sejenisnya	140
4	Tegalan Hutan	200

Sumber: Asdak (2004: 139)

4. Initial Storage

Initial storage adalah besarrnya volme air ada saat awal perhitungan.

5. Faktor Resensi Air Tanah

Dalam Perhitungan kenndungan air tanah (*Ground Water Storage*) terdapat factor resesi air tanah (k), yakni perbandingan iar tanah pada suatu bulan dengan aliran air tanah pada awal bulan Nilai k diambil antara : 0,4 – 0,7

2.3. Analisa Kebutuhan Air Baku

2.3.1. Standar Kebutuhan Air Baku

Kebutuhan air adalah jumlah air yang dipergunakan secara wajar untuk keperluan pokok manusia (domestik) dan kegiatan-kegiatan lainnya yang memerlukan air. Pada umumnya banyak diperlukan oleh masyarakat untuk memenuhi kebutuhan sehari-hari.

Pemakaian air oleh masyarakat tidak terbatas pada keperluan domestik, namun digunakan pula untuk keperluan industri dan keperluan perkotaan. Besarnya pemakaian oleh masyarakat dipengaruhi oleh banyak faktor, seperti tingkat hidup, pendidikan, tingkat ekonomi dan kondisi sosial. Dengan demikian, dalam perencanaan suatu sistem penyediaan air, kemungkinan penggunaan air dan variasinya haruslah diperhitungkan secermat mungkin (Linsley, 1996:91).

Macam kebutuhan air bersih umumnya dibagi atas dua kelompok yaitu:

1. Kebutuhan Domestik
2. Kebutuhan Non Domestik

2.3.1.1 Kebutuhan Domestik

Kebutuhan domestik merupakan kebutuhan air yang digunakan untuk keperluan rumah tangga dan sambungan kran umum. Besar kebutuhan domestik yang diperlukan dihitung dari rerata kebutuhan air per satuan orang perhari. Kebutuhan air perorang perhari disesuaikan dengan dimana orang itu tinggal. Setiap kategori kota tertentu mempunyai kebutuhan akan air yang berbeda.

Tabel 2.6 Kebutuhan Air Bersih berdasarkan Kategori Kota dan Jumlah Penduduk

Kategori	Keterangan	Jumlah Penduduk	Kebutuhan air
I	Kota Metropolitan	>1.000.000	> 150
II	Kota Besar	500.000 – 1.000.000	120-150
III	Kota Sedang	100.000 - 500.000	90-120
IV	Kota Kecil	20.000 - 100.000	80-120
V	Desa	< 20.000	60-80

Sumber: Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996.

2.3.1.2 Kebutuhan Non Domestik

Kebutuhan non domestik merupakan kebutuhan air selain untuk keperluan rumah tangga dan sambungan kran umum, seperti penyediaan air untuk sarana sosial, tempat ibadah, sekolah, rumah sakit, asrama dan juga untuk keperluan komersil seperti industri, hotel, perdagangan serta untuk pelayanan jasa umum. Adapun besarnya kebutuhan non domestik berdasarkan Permen PU Tentang Penyelenggaraan Pengembangan SPAM adalah sebesar 15% dari kebutuhan domestik.

2.3.2. Proyeksi Jumlah Penduduk

Proyeksi jumlah penduduk merupakan perkiraan jumlah penduduk di masa datang. Perhitungan proyeksi jumlah penduduk sangat penting dilakukan sebagai dasar perhitungan perencanaan pengembangan penyediaan air bersih pada suatu wilayah dalam kurun waktu perencanaan. Beberapa faktor yang mempengaruhi proyeksi penduduk adalah:

1. Jumlah populasi dalam suatu wilayah
2. Kecepatan pertumbuhan penduduk
3. Kurun waktu proyeksi

Hasil analisa ini selanjutnya digunakan sebagai dasar perhitungan perencanaan pengembangan penyediaan air bersih. Metode yang digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk di masa mendatang yaitu:

1. Metode Eksponensial
2. Metode Geometrik
3. Metode Aritmatik

2.3.2.1. Metode Geometrik

Dengan menggunakan metode geometrik, maka perkembangan penduduk suatu daerah dapat dihitung dengan formula sebagai berikut (Muliakusumah, 2000:115). Metode ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Pn = Po\ (1+r)^n \qquad (2\text{-}31)$$

dengan:

Pn = Jumlah penduduk dalam tahun ke-n (jiwa)
Po = Jumlah penduduk pada tahun yang ditinjau (jiwa)
r = Angka pertambahan penduduk tiap tahun (%)
n = Jumlah tahun proyeksi (tahun)

2.3.2.2. Metode Aritmatik

Jumlah perkembangan penduduk dengan menggunakan metode ini dirumuskan sebagai berikut (Muliakusumah, 2000:115):

$$P_n = P_0(1 + rn) \quad (2\text{-}32)$$

dengan:

P_n = jumlah penduduk pada akhir tahun ke-n (jiwa)

P_0 = jumlah penduduk pada tahun yang ditinjau (jiwa)

r = angka pertambahan penduduk per tahun (%)

n = jumlah tahun proyeksi (tahun)

2.3.2.3. Metode Eksponensial

Perkiraan jumlah penduduk berdasarkan metode eksponensial dapat dengan persamaan berikut (Muliakusumah, 2000:115):

$$P_n = P_0.e^{r.n} \quad (2\text{-}33)$$

dengan:

P_n = Jumlah penduduk pada akhir tahun ke-n (jiwa)

P_0 = Jumlah penduduk pada tahun yang ditinjau (jiwa)

r = Angka pertambahan penduduk (%)

n = Periode tahun yang ditinjau (tahun)

e = Bilangan logaritma natural (2,7182818)

2.3.3. Uji Kesesuaian Metode Proyeksi

Uji kesesuaian metode proyeksi dilakukan dengan cara menentukan metode proyeksi penduduk yang dipakai sebagai dasar perencanaan yaitu memilih satu metode yang paling mewakili pola pertumbuhan penduduk di wilayah perencanaan. Diperlukan perhitungan standar deviasi.

2.3.3.1. Standar Deviasi

Standar deviasi dapat diartikan sebagai nilai atau standar yang menunjukkan besar jarak sebaran terhadap nilai rata-rata. Jadi semakin besar nilai standar deviasi, maka data menjadi kurang akurat. Berikut merupakan rumusan dari perhitungan standar deviasi (Soewarno, 1995:75).

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2\text{-}34)$$

dengan:

S = Standar deviasi

Xi = Nilai varian (penduduk proyeksi)

n = Jumlah data

$\overline{X}$ = Nilai rata-rata

2.3.3.2. Koefisien Korelasi

Koefisien korelasi merupakan suatu angka yang dapat dijadikan petunjuk unuk mengetahui seberapa besar kekuatan korelasi di antara variabel yang sedang diselidiki korelasinya. Besar angka koefisien korelasi berkisar antara nol sampai plus minus satu. Berikut merupakan rumusan dari perhitungan koefisien korelasi:

$$r = n \Sigma xy - (\Sigma x)(\Sigma y) \sqrt{\{n \Sigma x2 - (\Sigma x)2\} \{n\Sigma y2 - (\Sigma y)2\}} \quad (2\text{-}35)$$

dengan:

r = faktor korelasi

x = jumlah penduduk dari data yang diketahui

y = jumlah penduduk pada tahun ke n

2.4. Tampungan Embung

Besar volume tampungan yang dibutuhkan pada embung secara hidrologis dipengaruhi oleh besarnya kapasitas tampungan efektif serta besarnya tampungan yang disediakan untuk menampung sedimen dalam periode waktu yang direncanakan.

Selain dua tampungan tersebut, terdapat tampungan banjir yang juga merupakan faktor penting dalam perencanaan embung. Embung adalah seperti halnya bendungan harus dilengkapi dengan bangunan pelimpah *(spillway)* yang memerlukan besaran banjir desain untuk merencanakan dimensinya.

2.4.1. Tampungan Sedimen

Tampungan sedimen adalah tampungan yang disediakan untuk menampung masuknya sedimen ke dalam kolam embung yang terjadi pada jangka waktu tertentu. Sedimen dengan ukuran yang lebih besar akan terendapkan pada bagian hulu, sedangkan sedimen dengan ukuran yang lebih kecil akan terendapkan lebih jauh ke dalam embung.

Ruang untuk sedimen perlu disediakan di kolam embung mengingat daya tampungnya kecil, walaupun daerah tadah hujan disarankan agar ditanami untuk mengendalikan erosi. Secara praktis ruang setinggi 1,00 m di atas kolam embung telah cukup menampung

sedimen (Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia, 1994).

2.4.2. Kapasitas Tampungan Efektif

Perhitungan tampungan efektif dalam studi ini berdasarkan pada debit andalan sungai yang ada, serta besarnya output yang berupa kebutuhan air dan evapotranspirasi. Kebutuhan air yang direncanakan digunakan untuk memenuhi air baku warga secara optimal.

Simulasi dari studi ini bertujuan untuk menemukan hubungan antara :

- Volume tampungan embung dan tinggi embung
- Kebutuhan air baku warga

Konsep dasar kajian simulasi dalam hal ini dikembangkan dari persamaan kontinuitas (Triatmodjo, 2010:280) :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \tag{2-36}$$

dengan :

I = inflow (m^3/det)

O = outflow (m^3/det)

$\frac{ds}{dt}$ = perubahan tampungan yang merupakan fungsi waktu dan dapat dikembangkan sebagai berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2}\right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2}\right) \tag{2-37}$$

$$\left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2}\right) = \psi \tag{2-38}$$

$$\left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2}\right) = \varphi \tag{2-39}$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi = \varphi \tag{2-40}$$

dengan:

S_1 = tampungan embung pada permulaan waktu t (m^3)

S_2 = tampungan embung pada akhir waktu t (m^3)

I_1 = inflow ke embung pada permulaan waktu t (m^3/det)

I_2 = inflow ke embung pada akhir waktu t (m^3/det)

O_1 = outflow melalui pelimpah pada permulaan waktu t (m^3/det)

O_2 = outflow melalui pelimpah pada akhir waktu t (m^3/det)

Δt = periode penelusuran banjir (det)

2.5. Perencanaan Teknis Tubuh Embung

2.5.1. Tipe Tubuh Embung

Dalam menentukan tipe embung yang paling sesuai pada suatu lokasi sebaiknya berdasarkan pada beberapa faktor dibawah ini :

1) Kualitas dan kuantitas dari bahan-bahan penyusun tubuh embung yang terdapat di sekitar lokasi calon embung.
2) Kondisi pelaksanaan dan pengerjaan bahan-bahan tersebut (penggalian, pengolahan, pengangkutan, dan penimbunan)
3) Kondisi tanah pondasi pada lokasi calon embung.
4) Kondisi alur sungai dan topografi serta lereng di kedua sisi lereng. Selain itu sebaiknya diperhatikan penentuan lokasi calon bangunan pelengkapnya.

Terdapat beberapa macam tipe tubuh bendung/embung berdasarkan bahan-bahan pembentuknya (Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia) :

1. Tipe urugan Homogen

Tubuh embung dapat didesain sebagai urugan homogen, dimana bahan urugan seluruhnya atau sebagian besar hanya menggunakan satu macam material saja yaitu lempung atau tanah berlempung. Tubuh embung yang didesain dengan tipe ini harus memperhatikan kemiringan lereng dan muka garis preatik atau rembesan. Kemiringan lereng umumnya cukup landau terutama untuk menghindari terjadinya longsoran di lereng udik pada kondisi surut cepat serta menjaga stabilitas lereng hilir urugan pada kondisi rembesan langgeng

2. Tipe urugan majemuk

Tubuh embung dapat didesain sebagai urugan majemuk apabila tersedia material urugan lebih dari satu macam. Urugan terdiri dari urugan kedap air, urugan semi kedap air (transisi) dan urugan lulus air. Urugan kedap air atau inti kedap air umumnya dari

lempung atau tanah berlempung, dan ditempatkan vertikal didesain di bagian tengah. Tanah bahan urugan inti harus mengandung lempung minimal 25% (perbandingan berat). Bagian inti tanah ini dilindungi dengan urugan semi kedap air di bagian udik dan hilirnya. Sedangkan bagian paling luar terdiri dari urugan lulus air. Dengan susunan seperti itu koefisien kelulusan air dan gradasi material berubah secara bertahap, makin keluar makin besar.

Apabila tanah bahan inti tidak dapat diperoleh di tempat, maka inti dapat dibuat dari bahan substitusi, misalnya beton atau semen tanah. Bila bahan substitusi dipakai maka inti menjadi relatif tipis, tebal minimal 0,60 m dan disebut dinding diafragma.

3. Tipe Komposit

Tipe komposit di bagian pada fondasi yang terdiri dari satuan batu, dengan lembah yang panjang. Bangunan pelimpah dibangun menjadi satu dengan tubuh embung. Bangunan pelimpah didesain sebagai pelimpah dari pasangan batu atau beton, sedang tubuh embung dibangun di kiri kanan pelimpah yang dapat didesain sebagai urugan homogen atau urugan majemuk.

4. Pasangan batu/beton

Embung tipe ini dibangun apabila fondasi tubuh embung terdiri dari satuan batu, lokasi embung pada lembah yang sempit dan curam, berbentuk V. Tubuh embung jenis ini umumnya didesain menjadi satu dengan pelimpah yang terbuat dari material yang sama. Agar keamanan terhadap stabilitas dapat terpenuhi maka tubuh embung didesain berbentuk *gravity*, sehingga stabilitasnya dapat diperoleh dari berat strukturnya sendiri. Tubuh embung bagian hilir didesain dengan kemiringan tidak lebih curam dari IH : IV, sedang tinggi maksimum diambil 7 m dari galian fondasi.

Bangunan pelimpah yang menjadi satu dengan tubuh embung dapat berbentuk ogee dan peredam energy USBR tipe I.

2.5.2. Kemiringan Lereng Tubuh Embung

Pada tubuh embung urugan mampunyai kemiringan lereng tertentu, untuk merencanakannya, kemiringan tersebuut dapat ditentukan melalui persamaan :

$$FS_{hulu} = \frac{m - k \,.\, \gamma}{1 + k \,.\, \gamma \,.\, m} \,.\, tg\ \phi \geq 1{,}1 \qquad (2\text{-}41)$$

$$FS_{hilir} = \frac{n - k}{1 + k \,.\, n} \,.\, tg\ \phi \geq 1{,}1 \qquad (2\text{-}42)$$

dimana :

FS_{hulu} = faktor keamanan lereng bagian hulu
FS_{hilir} = faktor keamanan lereng bagian hilir
m = kemiringan lereng hulu
n = kemiringan lereng hilir
k = koefisien gempa
ϕ = sudut geser dalam

2.5.3. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana dan elevasi mercu bendung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana. Dalam menentukan tinggi jagaan perlu memperhatikan hal-hal dibawah ini:

1) Kondisi dan situasi tempat kedudukan calon embung
2) Pertimbangan tentang karakteristik dari banjir abnormal
3) Kemungkinan timbulnya ombak besar dalam embung yang disebabkan oleh angin dan gempa bumi.
4) Kemungkinan terjadinya kenaikan permukaan air akibat kerusakan atau kemacetan pada bangunan pelimpah.
5) Tingkat kerugian yang mungkin ditimbulkan akibat jebolnya embung.

Besarnya tinggi jagaan tergantung dari tipe tubuh embung dapat diambil seperti tabel 2.7 berikut.

Tabel 2.7 Tinggi jagaan embung

No	Tipe tubuh embung	Tinggi jagaan
1	Urugan homogen dan majemuk	0,5 m
2	Pasangan batu/beton	0,0 m
3	Komposit	0,5 m

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia, 1994.

2.5.4. Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh

embung yang bersangkutan. Di samping itu, pada penentuan lebar mercu perlu pula diperhatikan kegunaannya sebagai jalan – jalan eksploitasi dan pemeliharaan embung yang bersangkutan. Guna memperoleh lebar minimum mercu embung, biasanya dihitung dengan rumus sebagai berikut (Thomas, 1976) :

$$B = 3{,}6 \, . \, H^{1/3} - 3 \qquad (2\text{-}43)$$

dimana :

B = lebar mercu embung (m)

H = tinggi embung (m)

Atau dapat ditentukan dengan menggunakan kriteria yang ditunjukkan pada Tabel. 2.8. berikut:

Tabel. 2.8 Standar Lebar Mercu Embung

Tipe Embung	Tinggi (m)	Lebar Mercu (m)
Urugan	< 5,00	2,0
	5,00 – 10,00	3,0
Pasangan Batu/ Beton	Sampai Maksimal 7,00	1,00

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Indonesia, 1994.

2.6. Perencanaan Bangunan Pelimpah

Secara umum tipe pelimpah yang dapat diterapkan pada embung adalah

1. Pelimpah tipe saluran terbuka.
2. Pelimpah tipe Ogee (overflow) dengan peredam energi USBR tipe I.

Pelimpah tipe saluran terbuka digunakan apabila tubuh embung bertipe urugan. Pelimpah ini harus diletakkan terpisah dengan tubuh embung dan dapat dibangun di atas bukit tanah atau batu.

Apabila fondasi embung berjenis batu, sehingga tubuh embung menggunakan pasangan batu/beton atau komposit, maka pelimpah akan bertipe ogee. Pelimpah jenis ini dibangun menyatu dengan tubuh embung.

2.6.1. Kapasitas Pengaliran Melalui Pelimpah

Debit yang melewati bendung pelimpah dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, S, 1985:181) :

$$Q = C..L.H^{\frac{3}{2}} \qquad (2\text{-}44)$$

dengan :

Q = debit.

C = koefisien limpahan.

L = lebar efektif mercu bendung.

H = total tinggi tekanan air di atas mercu bendung (termasuk tinggi tekanan kecepatan aliran pada saluran pengarah aliran).

Koefisien limpahan (C) dari tipe standar suatu pelimpah dihitung dengan persamaan Iwasaki sebagai berikut (Sosrodarsono, S, 1985:182) :

$$Cd = 2{,}200 - 0{,}0416 \left(\frac{Hd}{W}\right)^{0{,}99} \quad (2\text{-}45)$$

$$C = 1{,}6 \frac{1 + 2a\left(\frac{h}{Hd}\right)}{1 + a\left(\frac{h}{Hd}\right)} \quad (2\text{-}46)$$

dengan :

C = koefisien limpahan ($m^{1/2}.det^{-1}$)

Cd = Koefisien limpahan pada saat h = Hd

h = tinggi air di atas mercu (m)

Hd = tinggi tekanan rencana di atas mercu (m)

W = tinggi bendung di bagian hulu (m)

A = konstanta (diperoleh pada saat h = Hd, yang berarti C=Cd)

2.6.2. Lebar Efektif Pelimpah

Persamaan yang digunakan untuk menghitung lebar efektif pelimpah adalah (Sosrodarsono, S, 1989:83) :

$$L = L' - 2\,(N \,.\, Kp + Ka) \,.\, H \quad (2\text{-}47)$$

Dengan :

L' = lebar pelimpah sesungguhnya (m)

N = jumlah pilar

Kp = koefisien kontraksi pilar

Ka = koefisien kontraksi dinding samping

H = tinggi tekanan total di atas mercu (m)

2.6.3. Tipe Ambang Pelimpah

Dalam perencanaan ini akan digunakan pelimpah dengan bentuk standar tipe ogee (*overflow*), yang dikembangkan *Civil Engineering Department U.S Army*. Metode yang dipakai untuk menetukan bentuk penampang hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah adalah lengkung Harold (Sosrodarsono , S., 1989 : 184) :

$$X^{1,85} = 2 \,.\, Hd^{0,85} \,.\, Y \qquad (2\text{-}48)$$

Dengan :

X = jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan di sebelah hilirnya (m)

Y = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik permukaan mercu di sebelah hilirnya. (m)

Hd = tinggi tekan mercu.

2.6.4. Penentuan Muka Air di Atas Pelimpah

Penentuan tinggi muka air di atas ambang pelimpah digunakan rumus : (Chow, 1992:345)

$$Vz = \frac{Q}{L.Yz} \qquad (2\text{-}49)$$

$$Vz = \sqrt{2g\left(z + Hd - Yz\right)} \qquad (2\text{-}50)$$

Maka :

$$\frac{Q}{L.Yz} = \sqrt{2g\left(z + Hd - Yz\right)} \qquad (2\text{-}51)$$

$$Fz = \frac{Vz}{\sqrt{g.Yz}} \qquad (2\text{-}52)$$

Dengan :

Q = Debit banjir rencana (m^3/dt)

L = lebar pelimpah (m)

Vz = kecepatan pada titik sejauh z (m/dt)

Yz = kedalaman pada titik sejauh z (m)

Z = tinggi pelimpah dihitung dari mercu pelimpah sampai dengan lereng hilir pelimpah.

Fz = bilangan Froude pada titik sejauh z

Hd = Tinggi kecepatan di sebelah hulu (m)

2.6.5. Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super-kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondiisi aliran sub-kritis. Dengan demikian daya penggerus dari aliran yang sangat kuat harus diredusir hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan. Guna meredusir energi yang terdapat dalam aliran tersebut , maka di ujung hilir pelimpah biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan. Peredam energi memiliki beberapa tipe yaitu

1) Tipe Loncatan (*water jump type*)
2) Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3) Tipe bak pusaran (*roller bucket type*)

2.6.5.1. Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)

Kolam olakan datar mempunyai beberapa variasi yang dibedakan oleh hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, yaitu :

1) Kolam olakan datar tipe 1

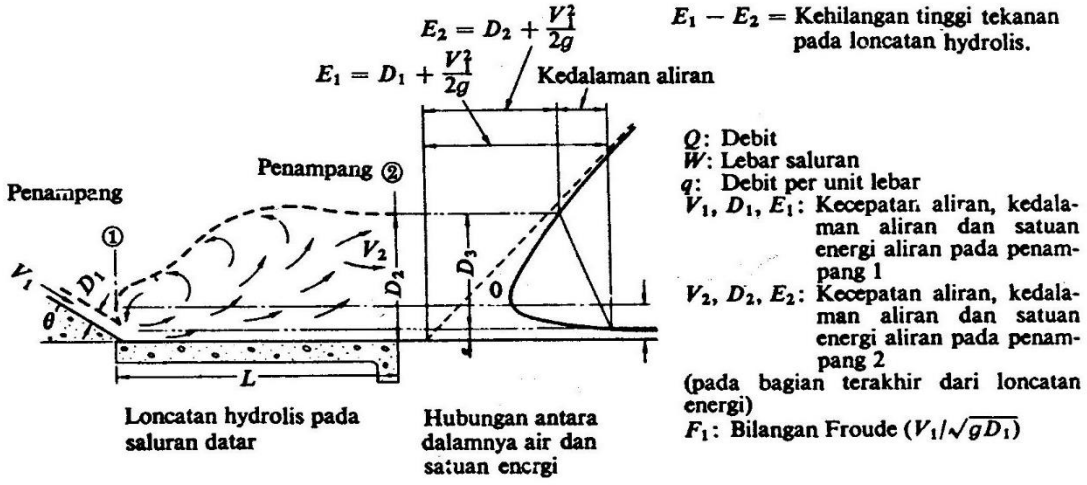
   Tipe ini digunakan untuk debit yang kecil dengan kapasitas peredam energi yang kecil pula dan kolam olaknya berdimensi kecil. Tipe ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perlengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut. Bentuk kolam olakan datar tipe I dapat dilihat pada gambar 2.5.

2) Kolam olakan datar tipe II

   Kolam olakan ini dilengkapi dengan gigi-gigi pemencar aliran di pinggir hulu dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya. Kolam olakan tipe ini digunakan

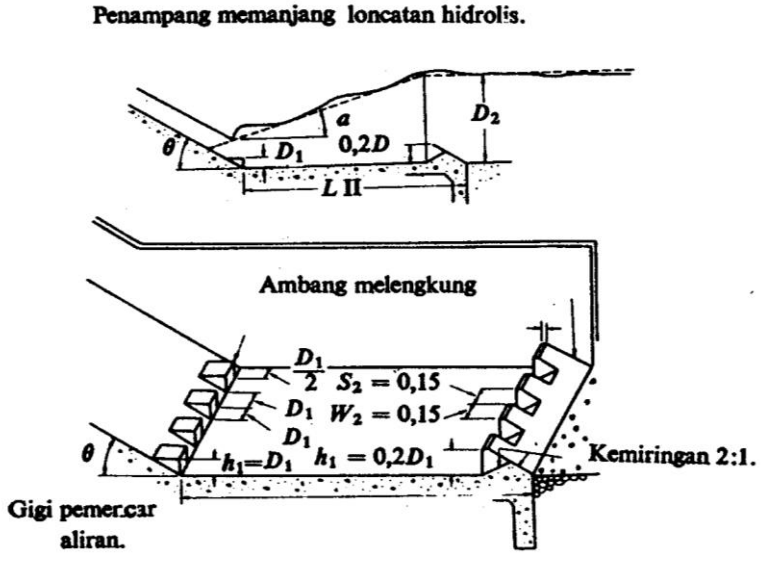
untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan dengan debit yang besar (q = 45 m3/dt/m, tekanan hidrostatis > 60 m dan bilangan Froude > 4,5). Gigi-gigi pemencar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolik dalam kolam olak tersebut.

Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan tipe urugan dan penggunaannya cukup luas. Bentuk kolam olakan datar tipe II dapat dilihat pada gambar 2.6.



Gambar 2.5 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I

Sumber : Sosrodarsono, S., 1989 : 217



Gambar 2.6 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II

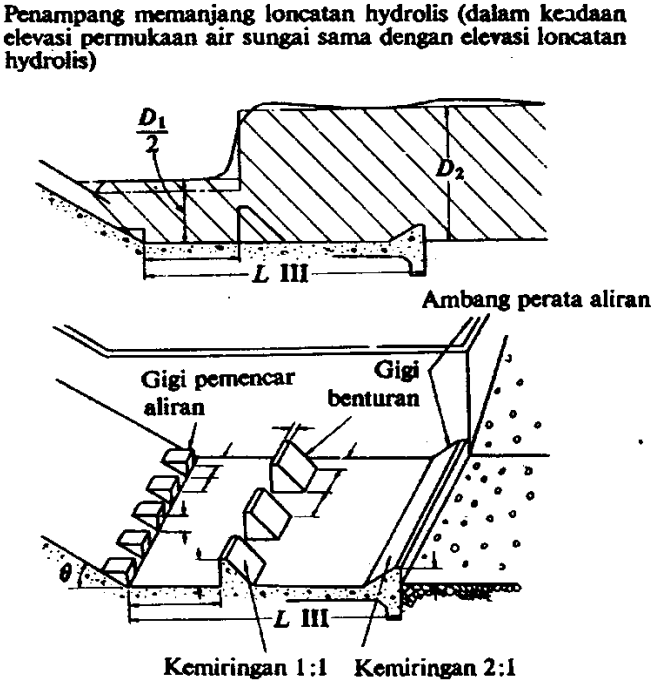
Sumber : Sosrodarsono, S., 1989 : 218

3) Kolam olakan datar tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja kolam olakan ini sangat mirip dengan sistem kerja kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak relatif kecil (q<18,5 m3/dt/m, V < 18 m/dt dan bilangan Froude > 4,5). Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi-gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi-gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya digunakan untuk bangunan pelimpah. Bentuk kolam olakan datar tipe III dapat dilihat pada gambar 2.7.

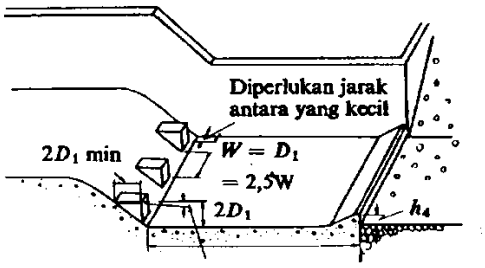
4) Kolam olakan datar tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan system kerja kolam olakan tipe III, tetapi penggunaanya yang cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrosatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi superkritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5. Biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah. Bentuk kolam olakan datar tipe IV dapat dilihat pada gambar 2.8.



Gambar 2.7 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III

Sumber : Sosrodarsono, S., 1989 : 218



Gambar 2.8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV

Sumber : Sosrodarsono, S., 1989 : 219

2.7. Analisa Pembebanan

Perhitungan pembebanan dalam analisis bangunan pelimpah didasarkan pada kombinasi berbagai gaya yang bekerja pada bangunan tersebut.

2.7.1. Tekanan Air

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan ini adalah

1) Tekanan air statis

Merupakan air yang menahan bangunan ada atau tanpa angin (Soedibyo, 1993 : 111):

$$P_s = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \qquad (2\text{-}53)$$

dengan :

P_s = tekanan air statis ($t.m^{-2}$)

γ_w = berat jenis air ($t.m^{-3}$)

H = kedalaman air (m)

2) Tekanan air dinamis

Merupakan air yang menekan bangunan apabila ada gempa (Soedibyo, 1993:111):

$$P_d = \frac{7}{12}\gamma_w K_h H^2 \qquad (2\text{-}54)$$

dengan :

P_d = tekanan air dinamis ($t.m^{-2}$)

γ_w = berat jenis air ($t.m^{-3}$)

H = kedalaman air (m)

3) Berat air

$$W_w = \gamma_w V \tag{2-55}$$

dengan :

W_w = berat air (t)

γ_w = berat jenis air ($t.m^{-3}$)

V = volume air (m^3)

2.7.2. Berat Sendiri Bangunan

Gaya berat sendiri bangunan merupakan beban dari bahan yang dipakai bangunan. Gaya ini adalah berarah vertikal. Besar gaya berat sendiri bangunan per satuan lebar adalah (Soedibyo, 1993:108) :

$$P = A\gamma_b \tag{2-56}$$

dengan:

P = gaya berat sendiri bangunan (ton)

γ_b = berat jenis bahan bangunan (t/m^3)

A = luas penampang melintang bangunan (m^2)

Sebagai pendekatan berat jenis untuk beberapa bahan bangunan adalah

- Pasangan batu : 2,2 ton/m^3
- Beton tumbuk : 2,3 ton/m^3
- Beton bertulang : 2,4 ton/m^3

Letak resultan gaya adalah sesuai dengan titik berat bidang.

2.7.3. Tekanan Tanah

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan ini adalah :

1) Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif adalah gaya tiap satuan panjang dinding akibat distribusi tekanan aktif (Craig, RF., 1991:165) :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \left(H - \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} \right)^2 \tag{2-57}$$

dengan :

P_a = tekanan tanah aktif ($t.m^{-2}$)

γ = berat isi tanah ($t.m^{-3}$)

H = kedalaman air (m)

K_a = koefisien tanah tekanan aktif = $\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$

c = kohesi tanah

2) Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif adalah gaya tiap satuan panjang dinding akibat distribusi tekanan pasif (Craig, RF., 1991:165) :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 2c\sqrt{K_p H} \qquad (2\text{-}58)$$

dengan :

P_p = tekanan tanah pasif ($t.m^{-2}$)

γ = berat isi tanah ($t.m^{-3}$)

H = kedalaman air (m)

K_p = koefisien tanah tekanan pasif = $\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$

c = kohesi tanah

Letak Pa dan Pp dari permukaan air adalah sesuai titik berat bidang diagram tekanan.

2.7.4. Tekanan *Uplift*

Tekanan Uplift adalah gaya angkat ke atas yang terjadi karena tekanan air di bawah bendung. Perbandingan gaya tekan ke atas (Soedibyo,1993:110) adalah :

$$U1 = \frac{1}{2}(h_1 + h_2)B \qquad (2\text{-}59)$$

dengan :

$U1$ = gaya *uplift* ($t.m^{-2}$)

h_1 = tinggi muka air hulu (m)

h_2 = tinggi muka air hilir (m)

2.7.5. Gaya Akibat Gempa

Gaya yang ditimbulkan akibat gempa berupa gaya dengan arah horisontal. Jika disederhanakan bentuknya sama dengan :

$$P' = k_h.P \qquad (2\text{-}60)$$

dengan :

P' = gaya horizontal akibat gempa (ton)

k_h = koefisien gempa horizontal

P = berat bangunan (ton)

Letak resultan adalah pada titik berat bidang dan arahnya mengikuti arah keruntuhan yang paling kritis.

2.7.6. Daya Dukung Tanah Ijin

Daya dukung tanah adalah tekanan terkecil yang dapat menyebabkan keruntuhan geser pada tanah pendukung tepat di bawah da di sekitar pondasi. Dalam perhitungan ini digunakan rumus Terzaghi yang dimodifikasi (Sosrodarsono, S, 1984:34):

Rumus daya dukung Terzaghi :

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma.D_f.N_q + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma \quad (2\text{-}61)$$

Rumus daya dukung Terzaghi yang sudah dimodifikasi oleh Ohsaki :

$$q_{ult} = \alpha.c.N_c + \beta.\gamma.B.N_\gamma + .\gamma.D_f.N_q \quad (2\text{-}62)$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{q_{ult}}{F} \quad (2\text{-}63)$$

dengan :

q_{ult} = daya dukung batas tanah ($t.m^{-2}$)

σ_{ijin} = daya dukung tanah yang diijinkan ($t.m^{-2}$)

F = faktor keamanan (F=2 untuk kondisi normal, F=3 untuk kondisi gempa).

γ = berat jenis tanah ($t.m^{-3}$)

c = kohesi tanah penyangga pondasi

B = lebar pondasi (m)

D_f = kedalaman pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = koefisien daya dukung tanah

α, β = faktor bentuk pondasi

Tabel 2.9 Faktor Bentuk Pondasi

Bentuk Pondasi	A	B
Menerus	1	0,5
Bujur Sangkar	1,3	0,4
Persegi empat	1,0 + 0,3 (B/L)	0,5 - 0,1 (B/L)
Lingkaran	1,3	0,3

Sumber : Sosrodarsono, S., 1984:34

Tabel 2.10 Koefisien Daya Dukung dari *Ohsaki*

T (°)	*Nc*	*Nq*	*Nγ*
0	5,3	0,0	1,0
5	5,3	0,0	1,4
10	5,3	0,0	1,9
15	6,5	1,2	2,7
20	7,9	2,0	3,9
25	9,9	3,3	5,6
28	11,4	4,4	7,1
32	20,9	10,6	14,1
36	42,2	30,5	31,6
40	95,7	115,7	81,3
45	172, 3	325,8	173,3
50	347,5	1073,4	415,1

Sumber : Sosrodarsono, S., 1984:32

2.8. Analisis Stabilitas Pelimpah

Untuk menganalisa kestabilan bangunan pelimpah embung, maka pembebanan perlu ditinjau pada beberapa kondisi, antara lain :

- Peninjauan pada kondisi normal
- Peninjauan pada kondisi banjir

Semua kondisi tersebut akan dianalisis kestabilannya terhadap :

- Bahaya guling
- Bahaya geser
- Daya dukung tanah

2.8.1. Stabilitas terhadap guling

Stabilitas terhadap guling dihitung dengan menggunakan rumus (Soedibyo, 1993 : 105) :

- Keadaan normal

$$SF = \frac{\Sigma Mv}{\Sigma Mh} > 1{,}5 \qquad (2\text{-}64)$$

- Keadaan Gempa

$$SF = \frac{\Sigma Mv}{\Sigma Mh} > 1{,}25 \qquad (2\text{-}65)$$

dengan :

SF = factor keamanan

ΣMv = momen tanah vertikal (t.m)

ΣMv = momen guling (t.m)

Untuk mencari nilai eksentrisitasnya, digunakan rumus sebagai berikut (Soedibyo, 1993: 105) :

$$e = \left| \frac{\Sigma Mv - \Sigma Mh}{\Sigma v} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6} \qquad (2\text{-}66)$$

2.8.2. Stabilitas terhadap geser

Stabilitas terhadap geser (*sliding*) dihitung dengan menggunakan rumus (Soedibyo, 1993:106) :

- Keadaan normal :

$$SF = \frac{\Sigma v . \tan \phi}{\Sigma H} > 1{,}5 \qquad (2\text{-}67)$$

- Keadaan Gempa :

$$SF = \frac{\Sigma v . \tan \phi}{\Sigma H} > 1{,}25 \qquad (2\text{-}68)$$

Dengan :

SF = Faktor keamanan

V = jumlah gaya vertikal (t)

H = jumlah gaya horizontal (t)

ϕ = tegangan geser antara tanah terhadap fondasi (º)

2.8.3. Stabilitas terhadap daya dukung / tegangan tanah

Stabilitas terhadap daya dukung/tegangan tanah dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Soedibyo, 1993 : 107) :

$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V}{A}\left(1+\frac{6.e}{B}\right) \leq \sigma_{ijin} \qquad (2\text{-}69)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A}\left(1-\frac{6.e}{B}\right) \leq \sigma_{ijin} \qquad (2\text{-}70)$$

Dengan :

σ = Besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

ΣV = Jumlah gaya vertikal (kg)

e = eksentrisitas pembebanan (m)

B = lebar pondasi (m)

A = Luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

σ_{maks} = tegangan tanah maksimum (t/m^2)

$\sigma_{\min}$ = tegangan tanah minimum (t/m^2)

2.9. Stabilitas Tubuh Embung

2.9.1. Stabilitas Lereng Embung Metode Fellenius

Analisa stabilitas tubuh bendungan diperhitungkan dengan menggunakan metode irisan bidang luncur bundar *(slice method on circular slip surface)* yang merupakan modifikasi rumus Fellenius. Faktor keamanan diambil berdasarkan rumus di bawah ini, yang dipengaruhi oleh faktor gempa dan tekanan air pori.

$$FS = \frac{\Sigma\{C.L+(N-U-Ne)\tan\emptyset}{\Sigma(T+Te)} \qquad (2\text{-}71)$$

Dimana :

FS = faktor keamanan

keadaan normal = FS ≥ 1,5

keadaan gempa = FS ≥ 1,1

C = kohesi material

L = panjang keliling lingkaran

N = beban komponen vertikal akibat berat setiap irisan bidang luncur

U = tekanan air pori (gaya uplift) pada setiap irisan bidang luncur

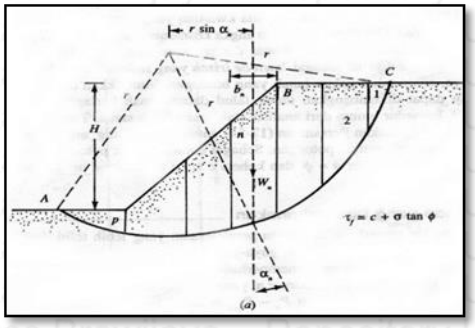
T = beban komponen tangensial dari setiap berat irisan bidang luncur

Ne = komponen vertikal beban *seismic* pada setiap irisan bidang luncur

Te = komponen tangensial beban *seismic* pada setiap irisan bidang luncur

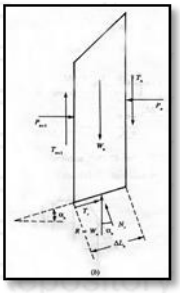
Ø = sudut geser dalam dari material

Dari rumus (2-71) harga Ne = 0 dan Te = 0 apabila diperhitungkan tanpa gempa.



Gambar. 2.9. Sketsa Sederhana Analisis Stabilitas Lereng Metode *Fellenius*

(Sumber : Das, BM; 1994)



Gambar. 2.10. Irisan untuk Analisis Stabilitas Lereng Metode *Fellenius*
(Sumber : Das, BM; 1994)

Untuk pengamatan keseimbangan,

$$N_r = W_n \,.\, cos\ \alpha_n \qquad (2\text{-}72)$$

Gaya geser perlawanan dapat dinyatakan sebagai berikut

$$T_r = \tau_d\,(\Delta L_n) = \frac{\tau_f\,(\Delta L_n)}{F_s} = \frac{1}{F_s}(c + \sigma\,\tan\phi)\,\Delta L_n \qquad (2\text{-}73)$$

Tegangan normal σ dalam persamaan di atas adalah sama dengan

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \qquad (2\text{-}74)$$

Untuk keseimbangan blok percobaan *ABC*, momen gaya dorong terhadap titik *O* adalah sama dengan momen gaya perlawanan terhadap titik *O*, atau

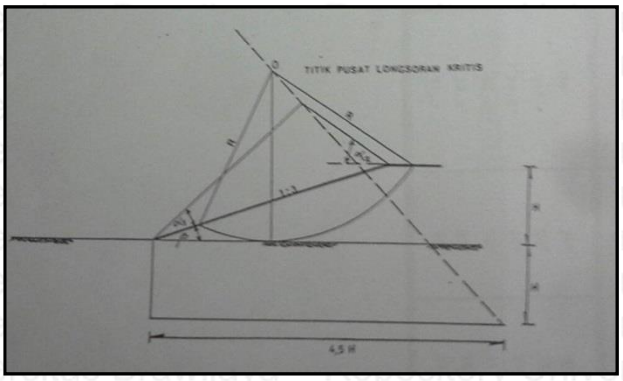
$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{F_s}\left(c + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi \right) (\Delta L_n)(r) \qquad (2\text{-}75)$$

atau

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c\, \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \qquad (2\text{-}76)$$

dimana ΔL_n pada persamaan di atas sama dengan dengan = lebar potongan irisan ke n.

Perhatikan bahwa harga α_n bisa negatif atau positif. Harga α_n positif bila talud bidang longsor yang merupakan sisi bawah dari irisan, berada pada kwadran yang sama dengan talud maka tanah yang merupakan sisi atas dari irisan.

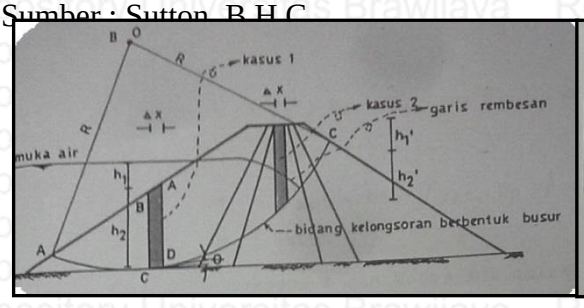


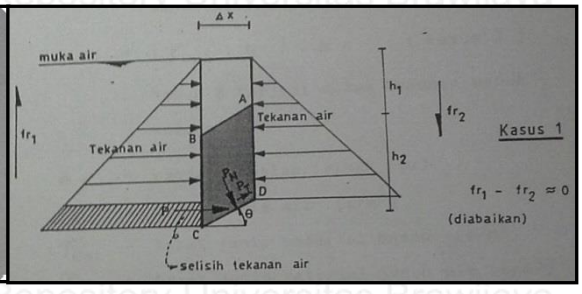
Gambar 2.11 Menentukan Titik Pusat Longsoran Kritis Cara Fellenius

Tabel 2.11 Harga α1 dan α2 untuk Menentukan Titik Pusat Longsoran Kritis cara *Fellenius*

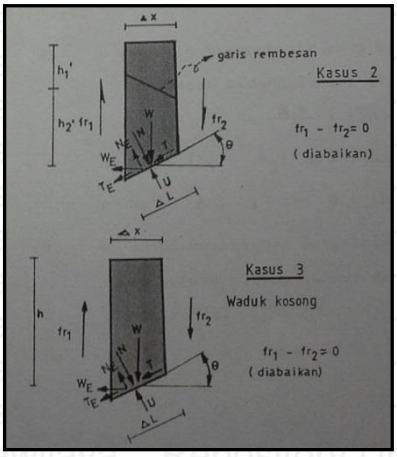
Kemiringan	β°	$\alpha°_1$	$\alpha°_2$
1	45°	28°	37°
1	33,8°	26°	35°
1	26,56°	25°	35°
1	28,4°	25°	35°
1	11,3°	15°	37°

Sumber : Sutton, B.H.C





Gambar 2.12 Bagian-bagian pada Tiap Pias



Gambar 2.13 Uraian Gaya-gaya yang Bekerja pada masing-masing Pias

(Sumber : Karangkates Second Stage Development Project, Design Calculation Report)

W = (γw.h1 + γsat.h2).Δx (untuk kasus 1) (2-77)

= (γwet.h1'+γsat.h2').Δx (untuk kasus 2) (2-78)

= (γwet.h).Δx (untuk kasus 3) (2-79)

Δx = panjang irisan (m)

γw = berat jenis air (t/m^3)

γwet = berat jenis material basah (t/m^3)

γsat = berat jenis material jenuh (t/m^3)

U = $(\gamma w.(h1+h2)+(1/3.\frac{\Delta x}{cos\alpha}))/(h1-h2)$ (2-80)

Dalam menghitung gaya-gaya yang bekerja yang diakibatkan oleh tekanan air pori dianggap tekanan tersebut bekerja tegak lurus terhadap lingkaran bidang-bidang luncur pada setiap pias. Gaya-gaya yang bekerja juga disesuaikan dengan tinggi air jika bidang tersebut terpengaruh gaya yang disebabkan oleh air.

BAB III
METODOLOGI STUDI

3.1. Lokasi Studi

Kabupaten Tulungagung merupakan salah satu kabupaten yang berada di Provinsi Jawa Timur degan koordinat 111,43° - 112,07° BT dan 7,51° - 8,08° LS. Kabupaten Tulungagung memiliki luas 1.055,65 km^2 yang terbagi menjadi 19 kecamatan 14 kelurahan dan 257 desa, dengan batas administrasi sebagai berikut :

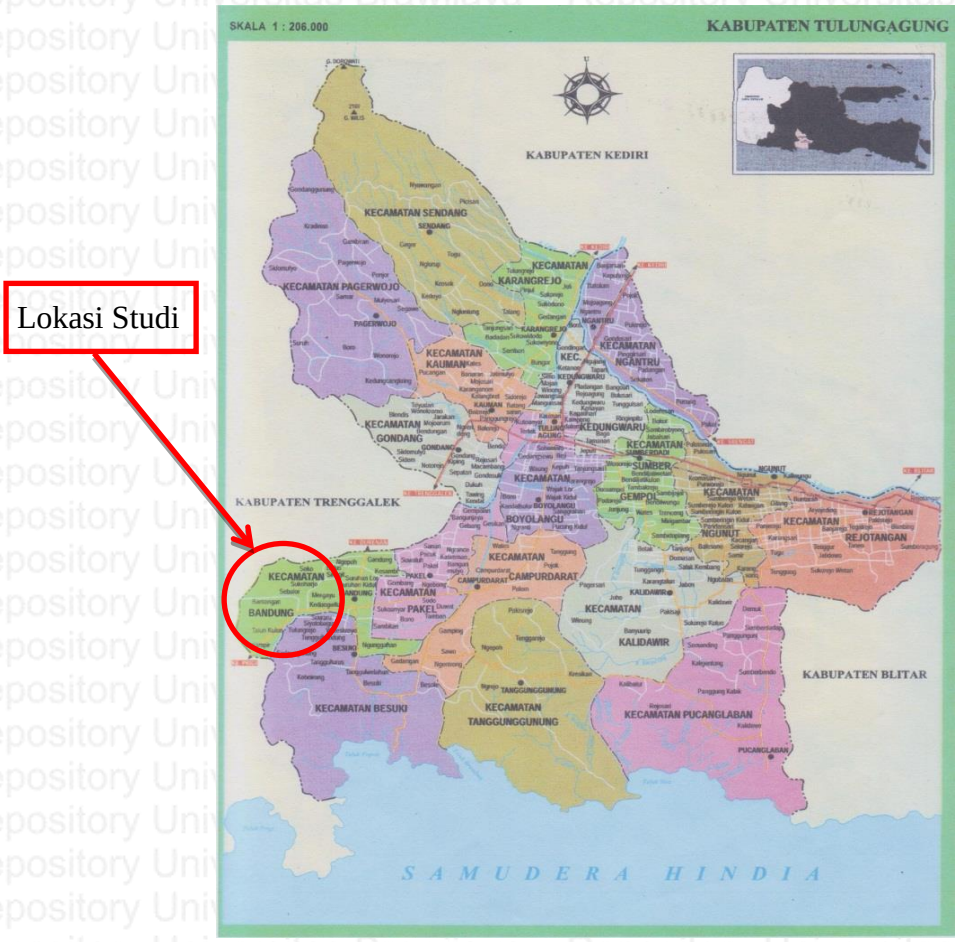
Sebelah Utara : Kabupaten Kediri

Sebelah Selatan : Samudera Hindia / Indonesia

Sebelah Barat : Kabupaten Trenggalek

Sebelah Timur : Kabupaten Blitar

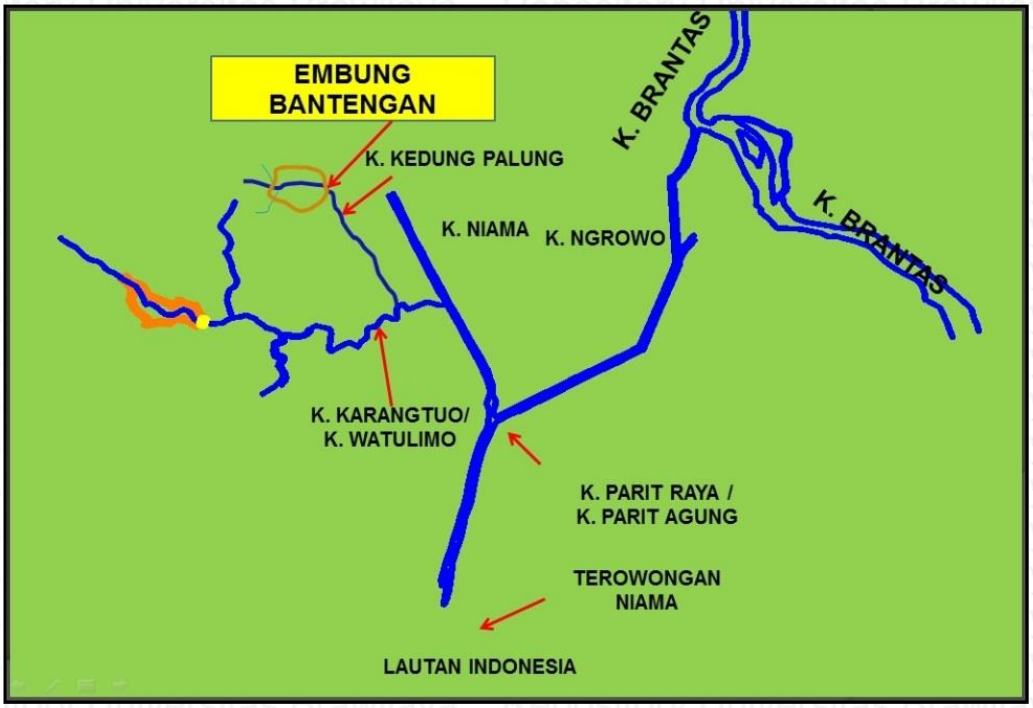
Lokasi studi terletak di Desa Bantengan Kecamatan Bandung Kabupaten Tulungagung. Peta lokasi studi akan ditunjukkan pada gambar sebagai berikut :



Gambar. 3.1. Peta Kabupaten Tulungagung

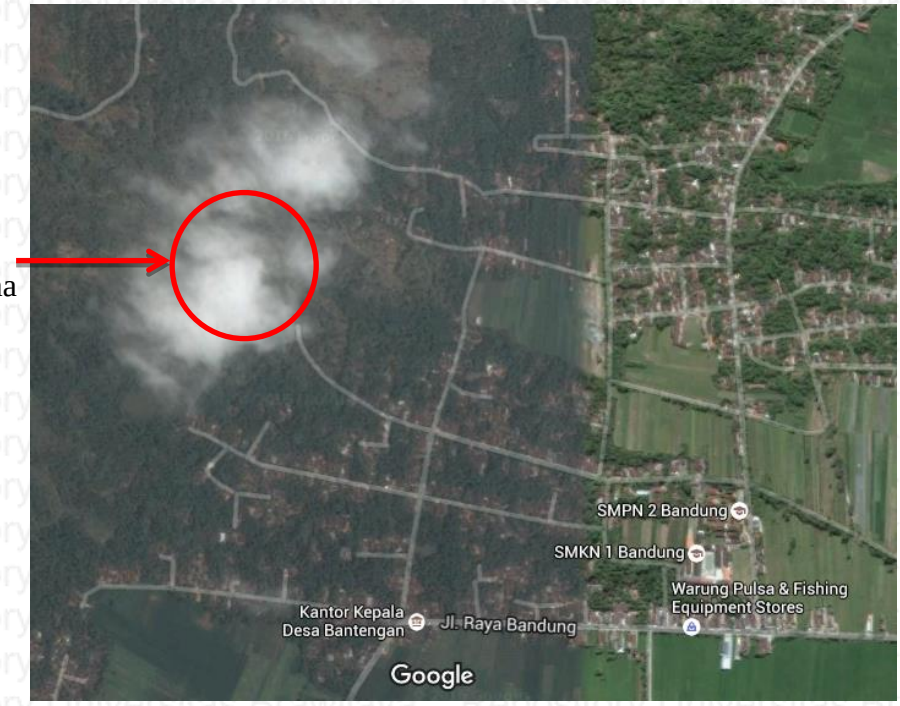
Sumber **:** Pemerintah Kabupaten Tulungagung

Gambar diatas menunjukkan lokasi daerah Kecamatan Bandung pada Peta Kabupaten Tulungagung dan batas-batas administrasinya yang sudah disebutkan sebelumnya. Selanjutnya akan dijelaskan melalui skema lokasi Embung Bantengan seperti pada gambar berikut ini:



Gambar 3.2 Skema Lokasi Rencana Embung Bantengan

Sumber : Analisa Pribadi



Gambar 3.3 Peta Situasi Lokasi Rencana Embung Bantengan

Sumber : Google Earth

3.2. Pengumpulan Data Untuk Studi

Dalam studi perencanaan ini diperlukan data-data penunjang yang diperlukan untuk melakukan perhitungan dan analisa. Data yang diperlukan dalam perhitungan dan analisa pada studi ini dalah sebagai berikut :

Tabel 3.1 Data-Data Studi Perencanaan Embung

NO	Jenis Data	Sumber
1	Data curah hujan harian	Dinas PU Kabupaten Tulungagung
2	Data jumlah penduduk	Badan Pusat Statistik Kabupaten Tulungagung
3	Data topografi	BAPPEDA Kabupaten Tulungagung
4	Data mekanika tanah	PT. WAHANA ADYA KONSULTAN
5	Data klimatologi	BAPPEDA Kabupaten Tulungagung
6	Data evapotranspirasi	BAPPEDA Kabupaten Tulungagung

3.3. Tahapan Studi dan Metode Pengolahan Data

Dalam perencanaan ini, di susun suatu metode teknis secara menyeluruh untuk merencanakan tubuh embung serta menghitung stabilitasnya. Untuk menjamin dan terarahnya studi perencanaan ini, maka perlu adanya suatu panduan yang menggambarkan tahapan-tahapan kegiatan untuk mencapai tujuan dan sasaran yang diharapkan. Panduan atas tahapan-tahapan studi ini digambarkan dalam suatu diagram alir yang digambarkan pada Gambar. 3.4. yang mana setiap langkah (dalam diagram alir ditunjukan dalam bentuk panah) mempunyai sasaran berupa produk atau awal dari kegiatan berikutnya.

3.3.1. Analisa Hidrologi

Analisis hidrologi dalam studi kali ini adalah untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan. Data – data yang dibutuhkan untuk analisis ini antara lain data hujan harian atau rerata tahunan dan data karakteristik DAS. Tahap – tahap analisisnya adalah:

1. Analisis data curah hujan.
2. Analisis distribusi frekuensi metode *Log Pearson III*, Gumbel, dan Normal melalui data hujan rerata harian maksimum daerah.
3. Melakukan uji kesesuaian distribusi (*Smirnov –Kolmogorov* dan *Chi Square*).
4. Hujan rancangan dengan berbagai kala ulang.

5. Analisis Hidrograf Satuan Sintetik dengan metode *Nakayasu, Snyder, Gama I, ITB 1, dan ITB 2.*
6. Debit rancangan dengan berbagai kala ulang.

3.3.2. Analisa Tampungan Embung

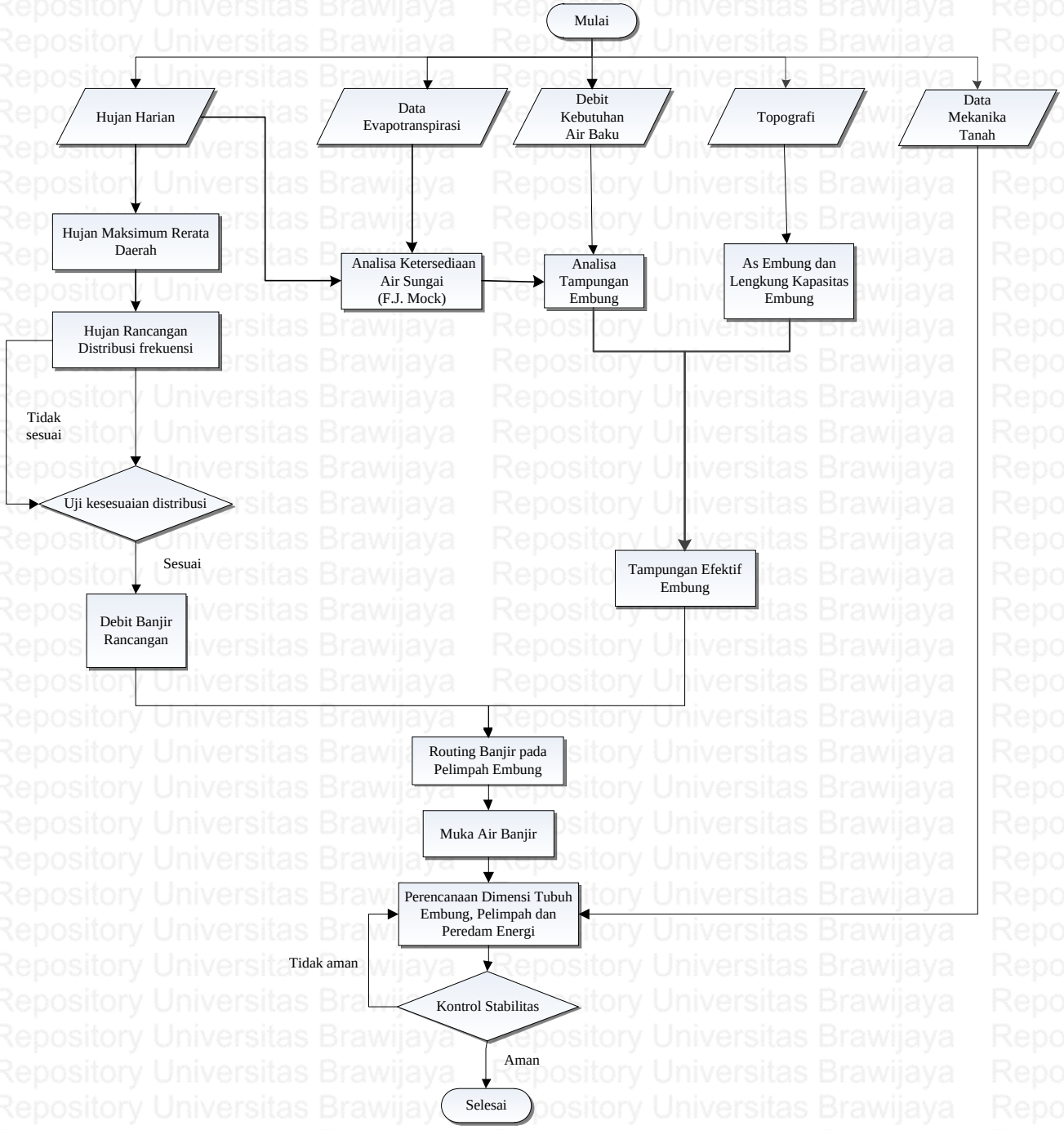
Analisis tampungan efektif embung yakni untuk menentukan besarnya air yang dapat dimanfaatkan dari embung untuk keperluan air baku. Data yang dibutuhkan untuk analisis ini adalah data topografi dan karakteristik DAS. Tahap – tahap analisis untuk menentukan tampungan – tampungan embung adalah:

1. Menentukan lengkung kapasitas waduk dari peta topografi pada as embung.
2. Menentukan tampungan mati embung (muka air minimum operasi embung).
3. Melakukan simulasi kapasitas tampungan embung.
4. Menghitung tampungan efektif embung (muka air normal).
5. Menghitung tampungan banjir (muka air banjir).

3.3.3. Analisa Stabilitas Tubuh Embung dan Bangunan Pelimpah

Analisis stabilitas dalam studi kali ini adalah untuk memeriksa keamanan tubuh embung yang akan direncanakan yang meliputi analisis terhadap lereng embung dan terhadap rembesan yang melalui tubuh embung. Data – data yang dibutuhkan meliputi, data geologi, topogafi, data – data mekanika tanah hasil uji laboratorium. Tahap – tahap analisisnya adalah:

1. Menentukan jenis, dimensi dan bentuk tubuh embung.
2. Analisis stabilitas lereng tubuh embung.
3. Analisis rembesan pada tubuh embung.
4. Analisis stabilitas pelimpah.



Gambar 3.4. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi

Sumber : Analisa Pribadi

BAB IV
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisis Hidrologi

Di dalam bab II, sebelumnya telah dijelaskan bahwa dalam perencanaan embung Bantengan dibutuhkan suatu analisis hidrologi. Dalam hal ini, analisis yang dilakukan adalah menghitung besarnya curah hujan rerata daerah, besarnya debit banjir rancangan dan debit andalan pada DAS Bantengan.

4.1.1. Penentuan Daerah Aliran Sungai

Penentuan daerah aliran sungai (DAS) dilakukan berdasarkan pada peta rupa bumi Indonesia dengan skala 1 : 25.000 (RBI,2002) dengan dibantu program ArcMap 10. Dari hasil *running* ArcMap 10 diperoleh Luas DAS sebesar 1,8 Km^2 dengan panjang sungai utama sebesar 2,97 Km.

4.1.2. Data Curah Hujan

Data hujan yang diperlukan diperoleh dari Dinas PU Kabupaten Tulungagung. Data hujan yang digunakan dalam analisis hidrologi diambil dari dua stasiun penakar hujan yaitu Stasiun Bandung dan Stasiun Song Jambu II. Data tersebut meliputi data curah hujan harian dengan periode pengamatan tahun 2005 sampai dengan 2014 (10 tahun).

4.1.3. Curah Hujan Rerata Daerah

Perhitungan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan didasarkan pada curah hujan terbesar dalam satu hari tiap-tiap stasiun hujan, selama satu bulan untuk tiap-tiap tahun. Dalam perhitungan curah hujan rerata daerah ini menggunakan metode *arithmetic mean* (tinggi rata-rata).

Adapun prosedur perhitungan sebagai berikut :

a. Pilih harga maksimum untuk masing-masing stasiun yang diuji tiap-tiap bulan.
b. Lakukan langkah a untuk seluruh bulan dalam satu tahun.
c. Nilai terbesar dalam satu tahun dipilih sebagai curah hujan maksimum.
d. Hitung nilai rerata curah hujan maksimum dengan persamaan (2-1) dari beberapa stasiun curah hujan tersebut, nilai tersebut merupakan nilai curah hujan harian maksimum tahunan.

Hasil perhitungan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan pada DAS Embung Bantengan dapat dilihat pada tabel 4.1. berikut :

Tabel 4.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Curah Hujan Maksimum Tahunan				Rerata (mm)
		St.Bandung (mm)	Tanggal	St.Song Jambu II (mm)	Tanggal	
1	2005	82	17 Desember	80	13 Februari	81.0
2	2006	66	2 Maret	85	2 Maret	75.5
3	2007	75	20 Januari	108	22 Januari	91.5
4	2008	93	19 November	66	20 Februari	79.5
5	2009	79	21 Juni	61	13 Oktober	70.0
6	2010	158	29 Desember	131	6 Mei	144.5
7	2011	86	12 Desember	92	7 Mei	89.0
8	2012	148	3 Desember	135	4 Desember	141.5
9	2013	88	10 April	155	8 Januari	121.5
10	2014	61	21-Jan	124	3 Juli	92.5

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.1.4. Curah Hujan Rancangan

Dari data curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan pada Tabel 4.1, analisa hidrologi selanjutnya yang dilakukan yaitu analisa curah hujan rancangan yang terjadi di DAS Embung Bantengan. Curah hujan rancangan merupakan jumlah hujan yang terjadi selama satu hari dalam satuan millimeter, dalam berbagai kala ulang yang telah direncanakan.

Menurut Triatmojo (2013;35), analisa frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun, yang terukur beberapa tahun. Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Pada perencanaan bangunan hidrolis selalu dipertimbangkan debit maksimum berapa yang harus ditetapkan agar struktur bangunan aman terhadap banjir dengan periode ulang tertentu.

Dalam studi ini, perhitungan curah hujan rancangan ini menggunakan analisisi distribusi *Log Pearson III*, *Gumbel* dan *Normal* yang pada akhirnya akan dipilih yang mana yang paling sesuai dengan melakukan uji kesesuaian distribusi metode *Smirnov*-Kolmogorov dan *Chi Square*). Uji kesesuaian ini dilakukan bertujuan untuk mengetahui apakah analisis menggunakan distribusi *Log Pearson III , Gumbel* dan *Normal* sebelumnya diterima atau tidak.

Hasil perhitungan curah hujan rancangan dengan distribusi Log Pearson III dicantumkan pada Tabel 4.2 dibawah ini.

4.1.4.1 Log Pearson III

Tabel 4.2 Sebaran Distribusi Log Pearson III

No.	Tahun	Tinggi Hujan (R)	log X	$(Log X - Log X_{rerata})^2$	$(Log X - Log X_{rerata})^3$
1	2009	70.0	1.8451	0.0183079880	-0.0024771992
2	2006	75.5	1.8779	0.0104976627	-0.0010755706
3	2008	79.5	1.9004	0.0064060695	-0.0005127285
4	2005	81.0	1.9085	0.0051724914	-0.0003720058
5	2011	89.0	1.9494	0.0009619331	-0.0000298344
6	2007	91.5	1.9614	0.0003603907	-0.0000068416
7	2014	92.5	1.9661	0.0002034423	-0.0000029018
8	2013	121.5	2.0846	0.0108516439	0.0011304290
9	2012	141.5	2.1508	0.0290195947	0.0049435282
10	2010	144.5	2.1599	0.0322068942	0.0057799392
Jumlah			19.8041	0.1139881106	0.0073768146
Rerata			1.9804		
Standart Deviasi		0.1125404			
Cs		0.7188045			

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Standar Deviasi = 0.1125404

Koefisien kurtosis (Cs) = 0.7188045

$\overline{log\ X}$ = 1,9804

Tabel 4.3 Curah Hujan Rancangan Berbagai Kala Ulang Distribusi Log Pearson III

Tr	Pr (%)	K	K . SD	$X_{rancangan}$
2	50	-0.1190	-0.0134	92.685
5	20	0.7881	0.0887	117.247
10	10	1.3336	0.1501	135.047
25	4	1.9719	0.2219	159.339
50	2	2.4157	0.2719	178.757
100	1	2.8366	0.3192	199.360
200	0.5	3.2397	0.3646	221.313
1000	0.1	4.1263	0.4644	278.473

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Contoh Perhitungan :

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

- Tr = 2, maka Pr = 100% / 2 = 50 %
- Untuk nilai Cs = 0.7188045 dan Pr = 50%, dari tabel distribusi Log Pearson III didapat K = -0,1190

- Log X = $\overline{log\ X}$ + (K . Sd)
  = 1,9804 + (-0,1190 . 0.1125404)
  = 1,967
- $X_{rancangan}$ = $10^{log\ x}$
  = 92,685 mm

4.1.4.2 Gumbel

Tabel 4.4 Sebaran Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Q (m^3/dt)	X - X_{rerata}	$(X - X_{rerata})^2$
1	2005	81.00	-17.6500	311.5225
2	2006	75.50	-23.1500	535.9225
3	2007	91.50	-7.1500	51.1225
4	2008	79.50	-19.1500	366.7225
5	2009	70.00	-28.6500	820.8225
6	2010	144.50	45.8500	2102.2225
7	2011	89.00	-9.6500	93.1225
8	2012	141.50	42.8500	1836.1225
9	2013	121.50	22.8500	522.1225
10	2014	92.50	-6.1500	37.8225
Jumlah		986.50		6677.5250
Rerata		98.6500		
Standart Deviasi		27.2387		

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

n = 10

Q rerata = 98,65 m^3/dt

Sd = 27,2387

Dari table Gumbel diperoleh :

Yn = 0,4952

Sn = 0,9497.

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Debit Banjir Rancagan dengan Kala Ulang 2,5,10, 25, 50, 100, 200,1000

Tr	Y_T	K	Sd . K	Q rancangan (m^3/dt)
2	0.367	-0.136	-3.691	94.959
5	1.500	1.058	28.817	127.467
10	2.250	1.848	50.341	148.991
25	3.199	2.847	77.535	176.185

Tr	Y_T	K	Sd . K	Q rancangan (m^3/dt)
50	3.902	3.587	97.710	196.360
100	4.600	4.322	117.736	216.386
200	5.296	5.055	137.688	236.338
1000	6.907	6.752	183.907	282.557
Rata-rata Q Rancangan				184.91

Sumber : Hasil Perhitungan

Contoh Perhitungan :

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

Tr = 2, dari table Gumbel diperoleh Yt = 0,367

K = (Yt – Yn)/Sn

= (0,367 - 0,4952)/ 0,9497.

= - 0,136

Hujan Rancangan

Q2th = Qrerata + K.Sd

= 98,65 + -0,136.27,2387

= 94,959 m^3/dt

4.1.4.3 Normal

Tabel 4.6 Sebaran Distribusi Normal

Peringkat	Tahun	Hujan (mm)	P (%)	P teo (%)	D (%)
1	2010	144.50	90.91	95.38	4.475
2	2012	141.50	81.82	94.22	12.397
3	2013	121.50	72.73	79.92	7.196
4	2014	92.50	63.64	41.07	22.568
5	2007	91.50	54.55	39.65	14.898
6	2011	89.00	45.45	36.16	9.298
7	2005	81.00	36.36	25.85	10.514
8	2008	79.50	27.27	24.10	3.171
9	2006	75.50	18.18	19.77	1.587
10	2009	70.00	9.09	14.64	5.553

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Contoh Perhitungan :

n = 10

Q rerata = 98,65 m^3/dt

Sd = 27,2387

Tabel 4.7 Hasil Perhitungan Debit Banjir Rancangan dengan Kala Ulang 2,5,10, 25, 50, 100, 200,1000

Periode Ulang	Proabilitas	k	X (m^3/dt)
2	0.500	0.000	98.650
5	0.200	0.840	121.531
10	0.100	1.280	133.516
20	0.050	1.640	143.321
25	0.040	1.708	145.183
50	0.020	2.050	154.489
100	0.010	2.330	162.116
200	0.005	2.580	168.926
500	0.002	2.880	177.097
1000	0.001	3.090	182.818

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun

P = 1/T

= 0,5

k = hasil interpolasi (Tabel Nilai Variasi Reduksi Gauss)

X = RerataQ + (k x Sd)

= 98,650 + (0 x 27,2387)

= 98,650 m^3/dt

Tabel 4.8 Rekap Debit Banjir Rancangan

Kala Ulang	Q Rancangan (m^3/dt)		
	Log Pearson III	Gumbel	Normal
2	92.685	94.959	98.650
5	117.247	127.467	121.531
10	135.047	148.991	133.516
25	159.339	176.185	143.321
50	178.757	196.360	145.183
100	199.360	216.386	154.489
200	221.313	236.338	162.116
1000	278.473	282.557	168.926

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk menentukan kesesuaian distribusi frekuensi analisis empiris dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris. Hal tersebut perlu dilakukan pengujian secara statistik. Pada perhitungan statistik hidrologi akan diterapkan pengujian melalui dua metode yaitu Uji *Smirnov-Kolmogorof* dan Uji *Chi Squre*.

4.1.5.1. Uji Smirnov-Kolmogorof

Tabel 4.9 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Log Pearson III

No.	R	Log R	Sn (x)	G	Pr	Px (x)	Px - Sn
1	70.000	1.845	0.091	-1.202	0.885	0.115	0.024
2	75.500	1.878	0.182	-0.910	0.862	0.138	0.044
3	79.500	1.900	0.273	-0.711	0.819	0.181	0.092
4	81.000	1.908	0.364	-0.639	0.777	0.223	0.140
5	89.000	1.949	0.455	-0.276	0.641	0.359	0.095
6	91.500	1.961	0.545	-0.169	0.440	0.560	0.015
7	92.500	1.966	0.636	-0.127	0.196	0.804	0.168
8	121.500	2.085	0.727	0.926	0.190	0.810	0.083
9	141.500	2.151	0.818	1.514	0.103	0.897	0.079
10	144.500	2.160	0.909	1.595	0.098	0.902	0.007
Jumlah		19.804				Dmaks	0.168
Rerata		1.980					
Sd		0.113					
Cs		0.719					

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Keterangan :

R = Data Curah Hujan

Sn = 1(nomor urut data) / {n+1}

G = Log R – Rerata Log R / Sd

Pr = Hasil Interpolasi

Px = 1-Pr

No	α(%)	D_{critis}	D maks	Keterangan	
1.	1%	0.486	0.168	D maks < D cr'	diterima
2.	5%	0.409	0.168	D maks < D cr'	diterima

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 5 %) didapatkan D cr = 0,409

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 1 %) didapatkan D cr = 0,486

Dmaks = 0,155 < D cr sehingga untuk uji smirnov kolmogorof memenuhi untuk α = 5 % maupun α = 1 %

Tabel 4.10 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Gumbel

No	Q	Pe (x)	Pt (x)	Pe (x) - Pt (x)
1	70.00	0.091	0.191	0.100
2	75.50	0.182	0.255	0.073
3	79.50	0.273	0.305	0.032
4	81.00	0.364	0.324	0.040
5	89.00	0.455	0.426	0.029
6	91.50	0.545	0.457	0.088
7	92.50	0.636	0.470	0.166
8	121.50	0.727	0.760	0.032
9	141.50	0.818	0.872	0.054
10	144.50	0.909	0.884	0.025
Δ max				0.166

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Keterangan :

Pe = m / n+1
m = nomor urut data
n = 10 (jumlah data)

Contoh Pertitungan:
Pe = 1/10+1
= 0,091
k = Q – Qrerata / Sd
= 70 – 98,65 / 27,2387
= - 1,052
Yt = ((Q-Qrerata).Sn/Sd) + Yn
= (- 1,052. 0,9497/27,2387) + 0,4952
= - 0,504
Tr = 1,236
Pt = 1/Tr
= 0,809
Pt(x) = 1-Pt = 0,191

No	D_{critis}	D_{maks}	Keterangan	
1.	0.409	0.166	D maks < D cr'	Hipotesa Gumbel Diterima
2.	0.486	0.166	D maks < D cr'	Hipotesa Gumbel Diterima

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 5 %) didapatkan D cr = 0,409

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 1 %) didapatkan D cr = 0,486

Dmaks = 0,166 < D cr sehingga untuk uji smirnov kolmogorof memenuhi untuk α = 5 % maupun α = 1 %

Tabel 4.11 Uji Smirnov-Kolmogorof pada Distribusi Normal

Tahun	X	G	m	S_n (X)	Pr	Px (X)	D
							I P_X (X) - S_n (X)
2009	70.0	-1.052	1	0.091	0.885	0.115	0.024
2006	75.5	-0.850	2	0.182	0.862	0.138	0.044
2008	79.5	-0.703	3	0.273	0.819	0.181	0.092
2005	81.0	-0.648	4	0.364	0.777	0.223	0.140
2011	89.0	-0.354	5	0.455	0.641	0.359	0.095
2007	91.5	-0.262	6	0.545	0.440	0.560	0.015
2014	92.5	-0.226	7	0.636	0.196	0.804	0.168
2013	121.5	0.839	8	0.727	0.190	0.810	0.083
2012	141.5	1.573	9	0.818	0.103	0.897	0.079
2010	144.5	1.683	10	0.909	0.098	0.902	0.007
						D Maks.	**0.1680**

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Contoh Perhitungan

G = X – Qrerata / Sd
= 70 – 98,65 / 27,23871
= -1,052

$S_n(X)$ = m / n+1
= 1 /10+1
= 0,091

Pr = Hasil Interpolasi

$P_x(X)$ = 1- Pr
= 1- 0,885
= 0,115

D = $P_x(X)$ - $S_n(X)$
= 0,115 – 0,091
= 0,024

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 5 %) didapatkan D cr = 0,409

Dari Tabel Smirnov Kolmogorof (α = 1 %) didapatkan D cr = 0,486

Dmaks = 0,168 < D cr sehingga untuk uji smirnov kolmogorof memenuhi untuk α = 5 % maupun α = 1 %

4.1.5.2. Uji Chi Square (X^2)

Tabel 4.12 Uji Chi Square pada Distribusi Log Pearson III

No.	Tahun	Tinggi Hujan (R)	log X	(Log X - Log Xrerata)2	(Log X - Log Xrerata)3
1	2009	70.0	1.8451	0.0183079880	-0.0024771992
2	2006	75.5	1.8779	0.0104976627	-0.0010755706
3	2008	79.5	1.9004	0.0064060695	-0.0005127285
4	2005	81.0	1.9085	0.0051724914	-0.0003720058
5	2011	89.0	1.9494	0.0009619331	-0.0000298344
6	2007	91.5	1.9614	0.0003603907	-0.0000068416
7	2014	92.5	1.9661	0.0002034423	-0.0000029018
8	2013	121.5	2.0846	0.0108516439	0.0011304290
9	2012	141.5	2.1508	0.0290195947	0.0049435282
10	2010	144.5	2.1599	0.0322068942	0.0057799392
Jumlah			19.8041	0.1139881106	0.0073768146
Rerata			1.9804		
Standart Deviasi	0.1125404				
Cs	0.7188045				

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Langkah – langkah perhitungan uji chi square adalah :

a. k = 1 + 3,22 Log n
   = 1 + 3,22 Log
   = 4,322 sehingga dibagi menjadi 4 kelas

b. Frekuensi teoritis kelas (EF)
   EF = n/k
   = 10/4
   = 2,5

c. Derajat kebebasan (Dk)
   Dk = k – (P+1)
   = 4 – (2+1)
   = 1
   P = banyaknya parameter sebaran chi Square yaitu 2

d. Batas sebaran = 100% / k
   = 100% / 4
   = 25 %

e. Rerata Log data (Xi) = 1,9804

f. Skewnes (Cs) = 0,719

g. Standar deviasi (Sd) = 0,113

h. Log X = Log Xrerata + G . Sd

= 1,980 + 1,202 . 0,113

= 1,898

X = $10^{1,898}$ = 79,035

Tabel 4.13. Nilai batas minimum dan maksimum

Probabilitas	G	G x Sd	LogX	X
75	-0.734	-0.083	1.898	79.035
50	-0.119	-0.013	1.967	92.685
25	0.637	0.072	2.052	112.742

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.14 Perhitungan uji Chi Square (X^2)

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Oi	(Ef - Oi)^2
		Ef	Oi		
1	0,00 - 79,035	2.5	2	0.5	0.25
2	79,035 - 92,685	2.5	5	1.5	2.25
3	92,685 -112,742	2.5	0	1.5	2.25
4	112,742 - ~	2.5	3	0.5	0.25
JUMLAH		10	10		5.00

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Dengan taraf signifikan 5% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 3,841

Dengan taraf signifikan 1% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 6,635

Dari perhitungan Chi-Square diadapatkan X^2 hitung = 5,0/2,5 = 2,00

Karena X^2 hitung < X^2 kritis, maka uji distribusi Chi-Square sesuai untuk taraf signifikan 5% dan 1%.

Tabel 4.15 Probabilitas Kelas

Probabilitas	Tr	Yt	K	Y
75	1.333	-0.327	-0.865	75.08
50	2.000	0.367	-0.136	94.96
25	4.000	1.246	0.790	120.18

64

n = 10

Qrerata = 98,65 m^3/dt

Sd = 27,2387

Yn = 0,4952

Sn = 0,9497

Contoh Perhitungan :

Untuk Probabilitas 75% (Tr = 1,333)

Yt = (Q-Qrerata).Sn/Sd + Yn

= -0,327

K = Yt – Yn / Sn

= -0,327 – 0,4952 / 0,9497

= -0,865

Y = Qrerata + K.Sd

= 98,65 + (-0,865.27,2387)

= 75,08

Tabel 4.16 Uji Chi Square pada Distribusi Gumbel

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Of	(Ef - Of)^2
		EXPECTED	OBSERVED		
		FREQUENCY (Ef)	FREQUENCY (Of)		
1	0,00 - 75,08	2.5	1	1.5	2.25
2	75,08 - 94,96	2.5	6	3.5	12.25
3	94,96 - 120,18	2.5	0	2.5	6.25
4	120,18 ~	2.5	3	0.5	0.25
JUMLAH		10	10		21.0

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Dengan taraf signifikan 5% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 3,841

Dengan taraf signifikan 1% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 6,635

Dari perhitungan Chi-Square diadapatkan X^2 hitung = 21,0/2,5 = 8,4

Karena X^2 hitung > X^2 kritis, maka uji distribusi Chi-Square Tidak sesuai untuk taraf signifikan 5% dan 1%.

Tabel 4.17 Probabilitas Kelas

P(%)	T	S_d	K	X
25	4.0000	27.2387	0.6700	116.8999
50	2.0000	27.2387	0.0000	98.6500
75	1.3333	27.2387	-0.6646	80.5461

T = 100 / P(%)

= 100 / 25

= 4

Sd = 27,2387

k = Hasil Interpolasi (Nilai Variabel Reduksi Gauss)

X = Qrerata + k.Sd

= 98,650 + 0,670 . 27,2387

= 116,899

Tabel 4.18 Uji Chi Square pada Distribusi Normal

No.	Nilai Batas Sub Kelas	Jumlah Data OF	Jumlah Data EF	$(OF - EF)^2$	$(OF - EF)^2 / EF$
1	X < 80.546	3.000	2.500	0.250	0.100
2	80.546 < X < 98.650	4.000	2.500	2.250	0.900
3	98.650 < X < 116.900	0.000	2.500	6.250	2.500
6	X > 116.900	3.000	2.500	0.250	0.100
Jumlah		10.000	10.000		**3.600**

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Dengan taraf signifikan 5% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 3,841

Dengan taraf signifikan 1% :

Dari tabel Chi-Square diadapatkan X^2 kritis = 6,635

Dari perhitungan Chi-Square diadapatkan X^2 hitung = 3,6/2,5 = 1,44

Karena X^2 hitung > X^2 kritis, maka uji distribusi Chi-Square sesuai untuk taraf signifikan 5% dan 1%.

Dari uji yang dilakukan terhadap 3 distribusi hujan, hasil rekapitulasinya adalah sebagai berikut:

Tabel 4.19 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov

Distribusi	Uji Smirnov Kolmogorov				
Frekuensi	Peluang(P)	Δ Kritis	Δ Max Hitung	Keterangan	
Log Pearson III	1%	0.486	0.168	Δcr > ΔMax, maka data diterima	Diterima
	5%	0.409	0.168		Diterima
Gumbel	1%	0.486	0.166		Diterima
	5%	0.409	0.166		Diterima
Normal	1%	0.486	0.168		Diterima
	5%	0.409	0.168		Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.20 Rekapitulasi Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square

Distribusi	Uji Chi Square				
Frekuensi	Peluang(P)	Chi Kritis	X2	Keterangan	
Log Pearson III	1%	6.635	2.000	Chi Kritis > X2, maka data diterima	Diterima
	5%	3.841	2.000		Diterima
Gumbel	1%	6.635	8.400		Tidak Diterima
	5%	3.841	8.400		Tidak Diterima
Normal	1%	6.635	1.440		Diterima
	5%	3.841	1.440		Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Dari hasil rekapitulasi di atas disimpulkan bahwa distribusi yang akan digunakan adalah Distribusi Normal karena mempunyai simpangan yang terkecil.

4.1.6. Uji Konsistensi Data Metode RAPS

Metode statistik lain bila tidak tersedia data pembanding maka digunakan Metode *RAPS* (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) merupakan pengujan konsistensi dengan menggunkan data dari stasiun itu sendiri (uji homogentis), yaitu pengujian kumulatif penyimpangan terhadap nilai rata-rata dibagi dengan akar kumulatif rerata penyimpangan kuadrat .Metode ini berdasarkan data curah hujan setempat, di mana data curah hujan yang tersedia di sekitar lokasi proyek sangat terbatas. Data yang diperoleh dari alat pencatat bisa jadi tidak konsisten karena: alat pernah rusak, alat pernah pindah tempat, lokasi alat terganggu, atau terdapat data tidak sah. (Harto, 1993:59)

Pada studi ini, uji konsistensi data menggunakan metode RAPS dilakukan pada dua stasiun hujan yaitu Stasiun Hujan Bandung dan Stasiun Hujan Song Jambu II. Berikut ini adalah perhitungan uji konsisitensi data pada Stasiun Hujan Bandung, menggunakan data curah hujan maksimum tahunan dari tahun 2005 sampai 2014 :

Tabel 4.21 Uji Konsistensi Data Metode RAPS Stasiun Bandung

No	Tahun	R	SK*	[SK*]	Dy^2	Dy	Sk**	[Sk**]
1	2005	82.00	-11.60	11.60	13.46	31.17	0.37	0.37
2	2006	66.00	-27.60	27.60	76.18		0.89	0.89
3	2007	75.00	-18.60	18.60	34.60		0.60	0.60
4	2008	93.00	-0.60	0.60	0.04		0.02	0.02
5	2009	79.00	-14.60	14.60	21.32		0.47	0.47
6	2010	158.00	64.40	64.40	414.74		2.07	2.07
7	2011	86.00	-7.60	7.60	5.78		0.24	0.24
8	2012	148.00	54.40	54.40	295.94		1.75	1.75
9	2013	88.00	-5.60	5.60	3.14		0.18	0.18
10	2014	61.00	-32.60	32.60	106.28		1.05	1.05
Rerata		93.60	0.00	23.76	97.14	Maks	2.07	2.07
Jumlah		936.00	0.00	237.60	971.44	Min	0.02	0.02

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Jumlah data (n) = 10

SK* = hujan maksimum tahunan (ke.n) – hujan maksimum tahunan rerata
= 82 – 93,60
= -11,60

[SK*] = [-11,60]
= 11,60

Dy^2 = $[SK^*]^2$ / n
= $11{,}60^2$ / 10
= 13,46

Dy = $\sqrt[2]{\Sigma Dy^2}$
= $\sqrt[2]{971{,}44}$
= 31,17

Sk** = SK* / Dy
= 11,60 / 31,17
= 0,37

[Sk**] = [0,37]
= 0,37

Sk** maksimum = 2,07

Sk** minimum = 0,02

Q = [Sk** maksimum]
= 2,07

R = Sk** maksimum – Sk** minumum

= 2,07 – 0,02

= 2,05

Q/$\sqrt{n}$ = 2,07 / $\sqrt{10}$

= 0,65 < 1,14 (Tabel Q/$\sqrt{n}$ dengan probabilitas 95%)

R/$\sqrt{n}$ = 2,05 / $\sqrt{10}$

= 0,65 < 1,28 (Tabel R/$\sqrt{n}$ dengan probabilitas 95%)

Karena nilai Q/$\sqrt{n} = 0{,}65 < 1{,}14$ dan R/$\sqrt{n} = 0{,}65 < 1{,}28$, maka data tersebut dapat diterima atau dinyatakan layak. Perhitungan uji konsistensi data Stasiun Song Jambu II selanjutnya ditampilkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4.22 Curah Hujan Maksimum Tahunan Stasiun Song Jambu II

No	Tahun	R	SK*	[SK*]	Dy²	Dy	Sk**	[Sk**]
1	2005	80.00	-23.70	23.70	56.17	30.13	0.79	0.79
2	2006	85.00	-18.70	18.70	34.97		0.62	0.62
3	2007	108.00	4.30	4.30	1.85		0.14	0.14
4	2008	66.00	-37.70	37.70	142.13		1.25	1.25
5	2009	61.00	-42.70	42.70	182.33		1.42	1.42
6	2010	131.00	27.30	27.30	74.53		0.91	0.91
7	2011	92.00	-11.70	11.70	13.69		0.39	0.39
8	2012	135.00	31.30	31.30	97.97		1.04	1.04
9	2013	155.00	51.30	51.30	263.17		1.70	1.70
10	2014	124.00	20.30	20.30	41.21		0.67	0.67
Rerata		103.70	0.00	26.90	90.80	Maks	1.70	1.70
Jumlah		1037.00	0.00	269.00	908.01	Min	0.14	0.14

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Jumlah data (n) = 10

SK* = hujan maksimum tahunan (ke.n) – hujan maksimum tahunan rerata

= 80 – 103,70

= -23,70

[SK*] = [-23,70]

= 23,70

Dy^2 = $[SK^*]^2$ / n

= $23{,}70^2$ / 10

= 56,17

Dy = $\sqrt[2]{\Sigma Dy^2}$

= $\sqrt[2]{908{,}01}$

= 30,13

Sk** = SK* / Dy

= 23,70 / 30,13

= 0,79

[Sk**] = [0,79]

= 0,79

Sk** maksimum = 1,70

Sk** minimum = 0,14

Q = [Sk** maksimum]

= 1,70

R = Sk** maksimum – Sk** minumum

= 1,70 – 0,14

= 1,56

$Q/\sqrt{n}$ = 1,70 / $\sqrt{10}$

= 0,54 < 1,14 (Tabel $Q/\sqrt{n}$ dengan probabilitas 95%)

$R/\sqrt{n}$ = 1,56 / $\sqrt{10}$

= 0,49 < 1,28 (Tabel $R/\sqrt{n}$ dengan probabilitas 95%)

Karena nilai $Q/\sqrt{n} = 0{,}54 < 1{,}14$ dan $R/\sqrt{n} = 0{,}49 < 1{,}28$, maka data tersebut dapat diterima atau dinyatakan layak.

4.1.7. Intensitas Curah Hujan

4.1.7.1. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi, keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi, dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi dan tata guna lahan.

Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini didapat dari tabel 2.2. Karena kondisi daerah studi yang sebagian besar merupakan sungai di daerah pegunungan, maka diambil koefisien pengaliran (C) sebesar 0,8.

4.1.7.2. Distribusi Curah Hujan Jam-jaman

Dengan menggunakan rumus hujan satuan cara Mononobe (2-15) :

$$Rt = \frac{R_{24}}{t}\left(\frac{t}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Untuk daerah di Indonesia rata-rata t = 6 jam, maka:

T1 = 1 jam R1 = $R_{24}/6 . (6/1)^{2/3} = 0{,}5503 . R_{24}$

T2 = 2 jam R2 = $R_{24}/6 . (6/2)^{2/3} = 0{,}3467 . R_{24}$

T3 = 3 jam R3 = $R_{24}/6 . (6/3)^{2/3} = 0{,}2646 . R_{24}$

T4 = 4 jam R4 = $R_{24}/6 . (6/4)^{2/3} = 0{,}2184 . R_{24}$

T5 = 5 jam R5 = $R_{24}/6 . (6/5)^{2/3} = 0{,}1182 . R_{24}$

T6 = 6 jam R6 = $R_{24}/6 . (6/6)^{2/3} = 0{,}1667 . R_{24}$

Tabel 4.23 Perhitungan Rasio Hujan Jam-jaman

T (jam)	Rt Rasio Hujan	Rasio (%)	Kumulatif Ratio (%)
1	0.550	55.032	55.032
2	0.143	14.304	69.336
3	0.100	10.034	79.370
4	0.080	7.988	87.358
5	0.067	6.746	94.104
6	0.059	5.896	100.000
Total	1.00		

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.24 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Kala Ulang	2	5	10	25	50	100	200	1000
C	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Rt	98.650	121.531	133.516	143.321	145.183	154.489	162.116	168.926
Rn	78.920	97.224	106.812	114.657	116.146	123.591	129.693	135.141

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

C : Koefisien Pengaliran

Rt : Curah Hujan Rancangan

Rn : Curah Hujan Efektif

Tabel 4.25 Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

Periode	**Rn**	**Rasio Sebaran Hujan**					
Ulang (thn)		**0.550**	**0.143**	**0.100**	**0.080**	**0.067**	**0.059**
2	78.92	43.43	11.29	7.92	6.30	5.32	4.65
5	97.22	53.50	13.91	9.76	7.77	6.56	5.73

Periode Ulang (thn)	Rn	Rasio Sebaran Hujan					
		0.550	0.143	0.100	0.080	0.067	0.059
10	106.81	58.78	15.28	10.72	8.53	7.21	6.30
25	114.66	63.10	16.40	11.50	9.16	7.73	6.76
50	116.15	63.92	16.61	11.65	9.28	7.83	6.85
100	123.59	68.02	17.68	12.40	9.87	8.34	7.29
200	129.69	71.37	18.55	13.01	10.36	8.75	7.65
1000	135.14	74.37	19.33	13.56	10.80	9.12	7.97

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.1.8. Aliran Dasar

Aliran dasar diperoleh dari perhitungan analisa FJ.Mock yang dihitung dalam Bab IV pada studi ini. Besaran debit aliran dasar pada perhitungan FJ.Mock merupakan rata-rata debit selama 10 tahun yaitu dari tahun 2005 sampai 2014. Debit aliran dasar yang dihasilkan adalah sebesar 0,042 m^3/dt.

4.1.9. Analisa Banjir Rancangan

Perhitungan debit banjir rancangan dilakukan untuk menganalisa banjir rencana atau mengestimasi banjir maksimum yang mungkin terjadi dengan kala ulang tertentu. Perhitungan debit banjir rancangan ini menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS), yaitu HSS Nakayasu.

4.1.9.1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Beberapa parameter yang digunakan dalam metode HSS Nakayasu yaitu:

1. Karakteristik DAS, meliputi :
   - Luas DAS (A) = 1,8 Km^2
   - Panjang sungai utama (L) = 2,62 Km
   - Nilai Koefisien Karakteristik DAS (α) = 2
   - Hujan Netto Satuan (Ro) = 1 mm
2. Parameter-parameter hidrograf
   - Waktu konsentrasi (tg)

     $t_g = 0{,}21 \cdot L^{0{,}7}$

     $t_g = 0{,}21 \cdot 2{,}62^{0{,}7}$

     $t_g = 0{,}412$ jam
   - Lama hujan efektif yang menyebabkan limpasan permukaan (tr)

     $t_r = 1 \cdot t_g$

     $t_r = 1 \cdot 0{,}412$

     $t_r = 0{,}412$ jam

- Waktu ketika terjadi debit tertinggi (*Tp*)

  $T_p = t_g + 0{,}8\ t_r$

  $T_p = 0{,}412 + 0{,}8\ .\ 0{,}412$

  $T_p = 0{,}742$ jam

- Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai debit menjadi 30% ($T_{0,3}$)

  $T_{0,3} = \alpha\ t_g$

  $T_{0,3} = 2\ .\ 0{,}412$

  $T_{0,3} = 0{,}824$

- Debit puncak banjir (Qp)

$$Qp = \frac{C.A.R_0}{3{,}6(0{,}3.T_p + T_{0.3})}$$

$$Qp = \frac{1 \cdot 1{,}8 \cdot 1}{3{,}6(0{,}3.0{,}659 + 0{,}824)}$$

$Qp = 0{,}478\ m^3/dt$

$Tp + T_{0,3} = 1{,}566$ jam

$Tp + T_{0,3} + 1{,}5\ T_{0,3} = 2{,}802$ jam

Ordinat Hidrograf Satuan

a. Saat kurva naik ($t \leq Tp$)

$0 \leq t \leq Tp$

$0 \leq t \leq 1{,}7$ maka $Q_{(t)} = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4}$

$$Q_{(t)} = 0{,}489 \left(\frac{t}{0{,}659} \right)^{2,4}$$

b. Saat kurva turun ($t \geq Tp$)

- $Tp < t \leq Tp + T_{0,3}$

$0{,}659 < t \leq 1{,}484$, maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp)}{T_{0,3}} \right]}$

$$Q_{(t)} = 0{,}459 \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-0{,}720)}{0{,}900} \right]}$$

- $Tp + T_{0,3} < t < (Tp + T_{0,3} + 1{,}5T_{0,3})$

1,484 < t < 2,720 , maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp+0{,}5T_{0,3})}{1{,}5T_{0,3}}\right]}$

$$Q_{(t)} = 0{,}489 \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-0{,}720+0{,}412)}{1{,}236}\right]}$$

- t > (Tp + $T_{0,3}$ +1,5$T_{0,3}$)

t > 2,720 , maka $Q_{(t)} = Q_p \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-tp+1{,}5T_{0,3})}{2T_{0,3}}\right]}$

$$Q_{(t)} = 0{,}489 \cdot 0{,}3^{\left[\frac{(t-0{,}720+1{,}236)}{1{,}649}\right]}$$

Tabel 4.26 Tabel Unit Hidrograf Nakayasu

No	Waktu (jam)	t/Tp	(t - Tp)	(t-Tp)/ $T_{0,3}$	(t - Tp + 0,5. $T_{0,3}$) 1,5 $T_{0,3}$	(t - Tp + 1,5. $T_{0,3}$) 2 .$T_{0,3}$	$Q_{(t)}$ (m^3/dt/mm)
1	0.00	0.00	-0.74	-0.90	-0.27	0.30	0.00000
2	1.00	1.35	0.26	0.31	0.54	0.91	0.32759
3	2.00	2.70	1.26	1.53	1.35	1.51	0.09391
4	3.00	4.04	2.26	2.74	2.16	2.12	0.03721
5	4.00	5.39	3.26	3.95	2.97	2.73	0.01793
6	5.00	6.74	4.26	5.17	3.78	3.33	0.00864
7	6.00	8.09	5.26	6.38	4.59	3.94	0.00416
8	7.00	9.44	6.26	7.59	5.40	4.55	0.00200
9	8.00	10.78	7.26	8.81	6.20	5.15	0.00097
10	9.00	12.13	8.26	10.02	7.01	5.76	0.00047
11	10.00	13.48	9.26	11.23	7.82	6.37	0.00022
12	11.00	14.83	10.26	12.45	8.63	6.97	0.00011
13	12.00	16.18	11.26	13.66	9.44	7.58	0.00005
14	13.00	17.52	12.26	14.87	10.25	8.19	0.00003
15	14.00	18.87	13.26	16.09	11.06	8.79	0.00001
16	15.00	20.22	14.26	17.30	11.87	9.40	0.00001
17	16.00	21.57	15.26	18.51	12.67	10.01	0.00000
18	17.00	22.92	16.26	19.72	13.48	10.61	0.00000
19	18.00	24.26	17.26	20.94	14.29	11.22	0.00000
20	19.00	25.61	18.26	22.15	15.10	11.83	0.00000
21	20.00	26.96	19.26	23.36	15.91	12.43	0.00000
22	21.00	28.31	20.26	24.58	16.72	13.04	0.00000
23	22.00	29.66	21.26	25.79	17.53	13.65	0.00000
24	23.00	31.00	22.26	27.00	18.34	14.25	0.00000

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Kontrol Hidrograf Satuan:

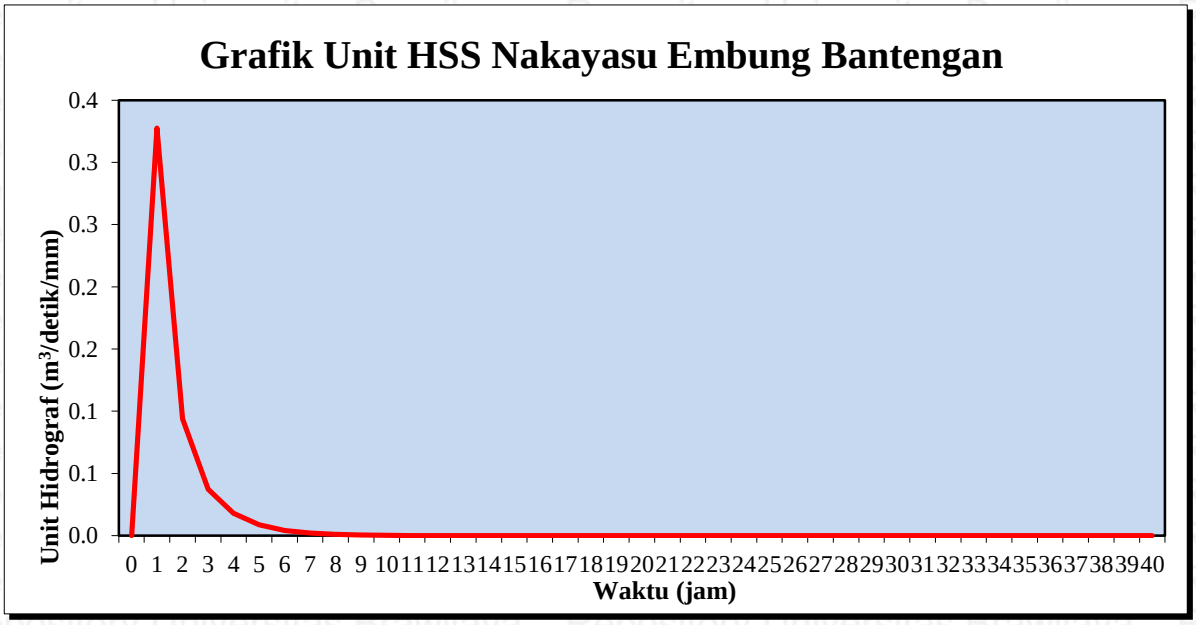
Hujan Efektif = $\frac{volumehidrograf\,(m^3)}{luasDAS}$

$$= \frac{0{,}493 * 3600}{1{,}8 * 1000000}$$

= 0,000986 m

= 0,986 mm

Nilai kedalaman hujan (Ro) adalah 0,986 mm atau sama dengan 1.



Gambar 4.1 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,200 dan 1000 metode HSS Nakayasu akan ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.27 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 2 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 43.431	R_2 11.289	R_3 7.919	R_4 6.304	R_5 5.324	R_6 4.653	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	14.228	0.000					0.042	14.269
2	0.094	4.079	3.698	0.000				0.042	7.818
3	0.037	1.616	1.060	2.594	0.000			0.042	5.312
4	0.018	0.779	0.420	0.744	2.065	0.000		0.042	4.049
5	0.009	0.375	0.202	0.295	0.592	1.744	0.000	0.042	3.250
6	0.004	0.181	0.097	0.142	0.235	0.500	1.524	0.042	2.721
7	0.002	0.087	0.047	0.068	0.113	0.198	0.437	0.042	0.992
8	0.001	0.042	0.023	0.033	0.054	0.095	0.173	0.042	0.462
9	0.000	0.020	0.011	0.016	0.026	0.046	0.083	0.042	0.244
10	0.000	0.010	0.005	0.008	0.013	0.022	0.040	0.042	0.139
11	0.000	0.005	0.003	0.004	0.006	0.011	0.019	0.042	0.089
12	0.000	0.002	0.001	0.002	0.003	0.005	0.009	0.042	0.064
13	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.004	0.042	0.053
14	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.047
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.044
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.28 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 5 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 53.50	R_2 13.91	R_3 9.76	R_4 7.77	R_5 6.56	R_6 5.73	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	17.528	0.000					0.042	17.569
2	0.094	5.025	4.556	0.000				0.042	9.622
3	0.037	1.991	1.060	3.196	0.000			0.042	6.289
4	0.018	0.959	0.420	0.916	2.544	0.000		0.042	4.881
5	0.009	0.462	0.202	0.363	0.729	2.148	0.000	0.042	3.947
6	0.004	0.223	0.097	0.175	0.289	0.616	1.878	0.042	3.319
7	0.002	0.107	0.047	0.084	0.139	0.244	0.538	0.042	1.202
8	0.001	0.052	0.023	0.041	0.067	0.118	0.213	0.042	0.554
9	0.000	0.025	0.011	0.020	0.032	0.057	0.103	0.042	0.289
10	0.000	0.012	0.005	0.009	0.016	0.027	0.050	0.042	0.161
11	0.000	0.006	0.003	0.005	0.007	0.013	0.024	0.042	0.099
12	0.000	0.003	0.001	0.002	0.004	0.006	0.011	0.042	0.069
13	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.006	0.042	0.055
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	0.003	0.042	0.048
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.045
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.29 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 10 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 58.78	R_2 15.28	R_3 10.72	R_4 8.53	R_5 7.21	R_6 6.30	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	19.256	0.000					0.042	19.298
2	0.094	5.520	5.005	0.000				0.042	10.567
3	0.037	2.187	1.435	3.511	0.000			0.042	7.175
4	0.018	1.054	0.569	1.006	2.795	0.000		0.042	5.465
5	0.009	0.508	0.274	0.399	0.801	2.360	0.000	0.042	4.384
6	0.004	0.245	0.132	0.192	0.318	0.677	2.063	0.042	3.668
7	0.002	0.118	0.064	0.093	0.153	0.268	0.591	0.042	1.328
8	0.001	0.057	0.031	0.045	0.074	0.129	0.234	0.042	0.611
9	0.000	0.027	0.015	0.021	0.035	0.062	0.113	0.042	0.316
10	0.000	0.013	0.007	0.010	0.017	0.030	0.054	0.042	0.174
11	0.000	0.006	0.003	0.005	0.008	0.014	0.026	0.042	0.105
12	0.000	0.003	0.002	0.002	0.004	0.007	0.013	0.042	0.072
13	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.006	0.042	0.056
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.042	0.049
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.045
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.30 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 25 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 63.10	R_2 16.40	R_3 11.50	R_4 9.16	R_5 7.73	R_6 6.76	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	20.670	0.000					0.042	20.712
2	0.094	5.926	5.373	0.000				0.042	11.340
3	0.037	2.348	1.540	3.769	0.000			0.042	7.699
4	0.018	1.131	0.610	1.080	3.000	0.000		0.042	5.864
5	0.009	0.545	0.294	0.428	0.860	2.534	0.000	0.042	4.702
6	0.004	0.263	0.142	0.206	0.341	0.726	2.215	0.042	3.934
7	0.002	0.126	0.068	0.099	0.164	0.288	0.635	0.042	1.423
8	0.001	0.061	0.033	0.048	0.079	0.139	0.252	0.042	0.653
9	0.000	0.029	0.016	0.023	0.038	0.067	0.121	0.042	0.336
10	0.000	0.014	0.008	0.011	0.018	0.032	0.058	0.042	0.183
11	0.000	0.007	0.004	0.005	0.009	0.016	0.028	0.042	0.110
12	0.000	0.003	0.002	0.003	0.004	0.007	0.014	0.042	0.075
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.042	0.057
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.042	0.049
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.045
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.31 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 50 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 63.92	R_2 16.61	R_3 11.65	R_4 9.28	R_5 7.83	R_6 6.85	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	20.939	0.000					0.042	20.980
2	0.094	6.003	5.442	0.000				0.042	11.487
3	0.037	2.379	1.560	3.818	0.000			0.042	7.798
4	0.018	1.146	0.618	1.094	3.039	0.000		0.042	5.939
5	0.009	0.552	0.298	0.434	0.871	2.567	0.000	0.042	4.763
6	0.004	0.266	0.143	0.209	0.345	0.736	2.243	0.042	3.984
7	0.002	0.128	0.069	0.101	0.166	0.292	0.643	0.042	1.440
8	0.001	0.062	0.033	0.048	0.080	0.140	0.255	0.042	0.661
9	0.000	0.030	0.016	0.023	0.039	0.068	0.123	0.042	0.340
10	0.000	0.014	0.008	0.011	0.019	0.033	0.059	0.042	0.185
11	0.000	0.007	0.004	0.005	0.009	0.016	0.028	0.042	0.111
12	0.000	0.003	0.002	0.003	0.004	0.008	0.014	0.042	0.075
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.042	0.058
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.042	0.049
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.045
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.32 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 100 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 68.02	R_2 17.68	R_3 12.40	R_4 9.87	R_5 8.34	R_6 7.29	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	22.281	0.000					0.042	22.323
2	0.094	6.387	5.791	0.000				0.042	12.220
3	0.037	2.531	1.660	4.062	0.000			0.042	8.295
4	0.018	1.219	0.658	1.165	3.234	0.000		0.042	6.317
5	0.009	0.587	0.317	0.461	0.927	2.731	0.000	0.042	5.066
6	0.004	0.283	0.153	0.222	0.367	0.783	2.387	0.042	4.237
7	0.002	0.136	0.074	0.107	0.177	0.310	0.684	0.042	1.530
8	0.001	0.066	0.035	0.052	0.085	0.149	0.271	0.042	0.700
9	0.000	0.032	0.017	0.025	0.041	0.072	0.131	0.042	0.359
10	0.000	0.015	0.008	0.012	0.020	0.035	0.063	0.042	0.194
11	0.000	0.007	0.004	0.006	0.010	0.017	0.030	0.042	0.115
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.008	0.015	0.042	0.077
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.042	0.059
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.042	0.050
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.046
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.044
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.043
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.33 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 200 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 71.37	R_2 18.55	R_3 13.01	R_4 10.36	R_5 8.75	R_6 7.65	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	23.381	0.000					0.042	23.423
2	0.094	6.703	6.077	0.000				0.042	12.822
3	0.037	2.656	1.742	4.263	0.000			0.042	8.703
4	0.018	1.280	0.690	1.222	3.394	0.000		0.042	6.627
5	0.009	0.616	0.333	0.484	0.973	2.866	0.000	0.042	5.314
6	0.004	0.297	0.160	0.233	0.386	0.822	2.505	0.042	4.444
7	0.002	0.143	0.077	0.112	0.186	0.326	0.718	0.042	1.604
8	0.001	0.069	0.037	0.054	0.089	0.157	0.285	0.042	0.733
9	0.000	0.033	0.018	0.026	0.043	0.076	0.137	0.042	0.375
10	0.000	0.016	0.009	0.013	0.021	0.036	0.066	0.042	0.202
11	0.000	0.008	0.004	0.006	0.010	0.018	0.032	0.042	0.119
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.008	0.015	0.042	0.079
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.042	0.060
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.004	0.042	0.050
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.046
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.044
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.043
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.34 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu dengan Kala Ulang 1000 Tahun

Waktu (jam)	UH (m^3/dt/mm)	R_1 74.37	R_2 19.33	R_3 13.56	R_4 10.80	R_5 9.12	R_6 7.97	Base flow (m^3/dt)	Debit banjir (m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.042	0.042
1	0.328	24.363	0.000					0.042	24.405
2	0.094	6.984	6.332	0.000				0.042	13.358
3	0.037	2.768	1.815	4.442	0.000			0.042	9.067
4	0.018	1.333	0.719	1.273	3.536	0.000		0.042	6.904
5	0.009	0.642	0.347	0.505	1.014	2.986	0.000	0.042	5.535
6	0.004	0.309	0.167	0.243	0.402	0.856	2.610	0.042	4.629
7	0.002	0.149	0.080	0.117	0.194	0.339	0.748	0.042	1.669
8	0.001	0.072	0.039	0.056	0.093	0.163	0.297	0.042	0.762
9	0.000	0.035	0.019	0.027	0.045	0.079	0.143	0.042	0.389
10	0.000	0.017	0.009	0.013	0.022	0.038	0.069	0.042	0.209
11	0.000	0.008	0.004	0.006	0.010	0.018	0.033	0.042	0.122
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.009	0.016	0.042	0.080
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.004	0.008	0.042	0.060
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.004	0.042	0.051
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.046
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.044
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.043
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

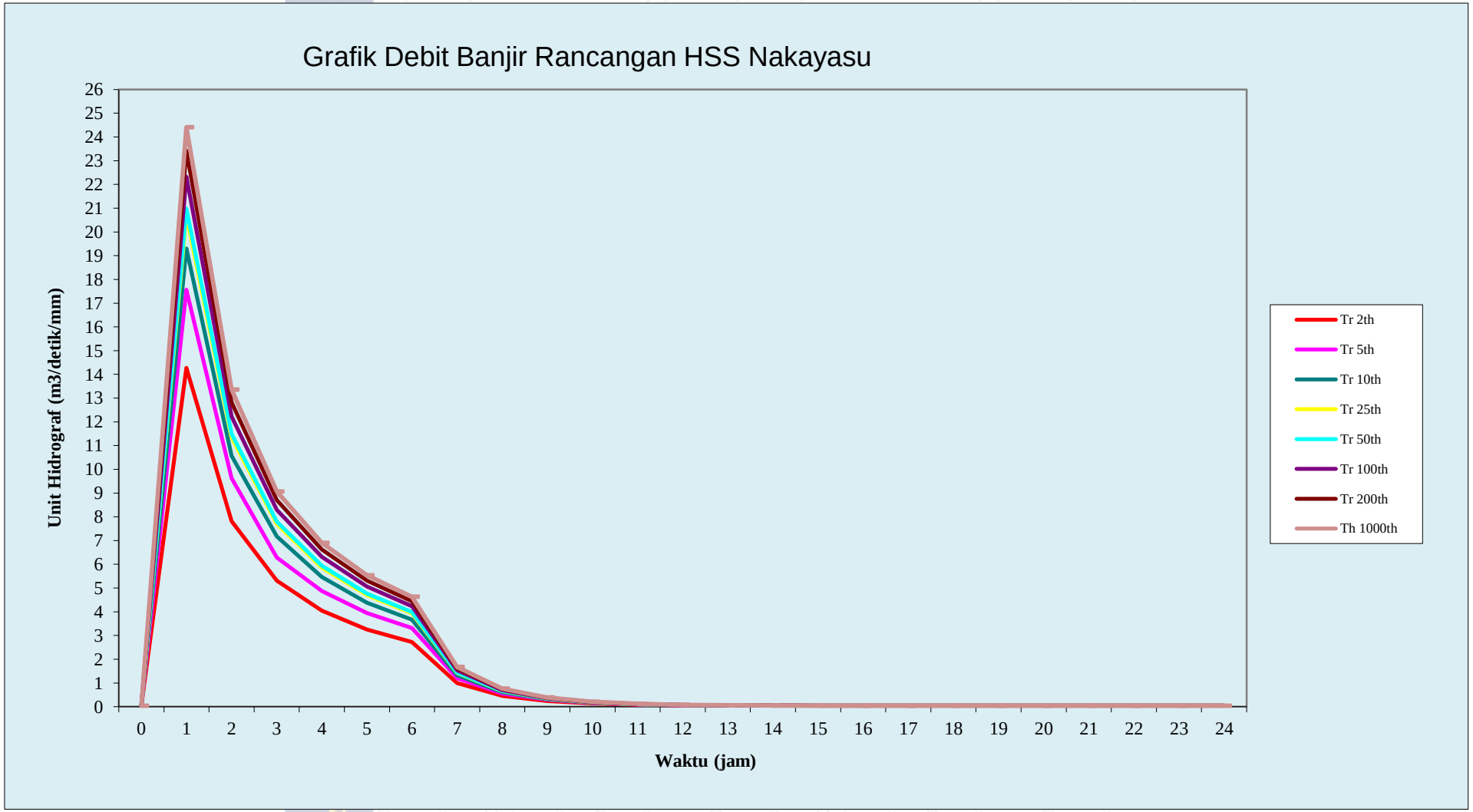
Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.35 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Waktu	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)							
(jam)	Q 2 th	Q 5 th	Q 10 th	Q 25 th	Q 50 th	Q 100 th	Q 200	Q 1000
0	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
1	14.269	17.569	19.298	20.712	20.980	22.323	23.423	24.405
2	7.818	9.622	10.567	11.340	11.487	12.220	12.822	13.358
3	5.312	6.289	7.175	7.699	7.798	8.295	8.703	9.067
4	4.049	4.881	5.465	5.864	5.939	6.317	6.627	6.904
5	3.250	3.947	4.384	4.702	4.763	5.066	5.314	5.535
6	2.721	3.319	3.668	3.934	3.984	4.237	4.444	4.629
7	0.992	1.202	1.328	1.423	1.440	1.530	1.604	1.669
8	0.462	0.554	0.611	0.653	0.661	0.700	0.733	0.762
9	0.244	0.289	0.316	0.336	0.340	0.359	0.375	0.389
10	0.139	0.161	0.174	0.183	0.185	0.194	0.202	0.209
11	0.089	0.099	0.105	0.110	0.111	0.115	0.119	0.122
12	0.064	0.069	0.072	0.075	0.075	0.077	0.079	0.080
13	0.053	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.060
14	0.047	0.048	0.049	0.049	0.049	0.050	0.050	0.051
15	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045	0.046	0.046	0.046
16	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.044	0.044	0.044
17	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043
18	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
19	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
20	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
21	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
22	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
23	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
24	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
Mak	**14.269**	**17.569**	**19.298**	**20.712**	**20.980**	**22.323**	**23.423**	**24.405**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.1.9.2. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Beberapa parameter yang digunakan dalam metode HSS Snyder yaitu:

1. Parameter HSS Snyder
   - Luas DAS (A) = 1,8 Km^2
   - Panjang Sungai Utama (L) = 2,62 Km
   - Panjang Sungai dari bagian hilir ke titik berat (Lc) = 1,2 Km
   - Koefisien n = 0,3
   - Koefisien Ct = 1,00
   - Koefisien Cp = 1,40
2. Parameter Bentuk Hidrograf
   - Menghitung waktu dari titik berat hujan ke debit puncak (tp)

     tp $= Ct\ (L \,.\, Lc)^n$

     $= 1\ (2{,}62 \,.\, 1.2)^{0,3}$

     = 1,410 jam
   - Menghitung curah hujan efektif (te)

     $te = \frac{tp}{5{,}5}$

     te = 0,256
   - Menghitung waktu untuk mencapai puncak (Tp)

     tr = 1 jam

     te < *tr*, maka

     Tp = tp + 0,25 (te-tr)

     = 1,244 jam
   - Menghitung debit maksimum hidrograf satuan (Qp)

     qp = 0,278 . (cp/tp)

     = 0,278. (1,4/1,410)

     = 0,204

     Qp = qp . A

     = 0,204 . 1,8

     = 0,367 m^3/dt
   - Perhitungan absis (nilai x)

     x = t/Tp (Lihat pada Tabel 4.34)
   - Perhitungan koefisien λ dan α

     λ = Qp . Tp / (A . h)

= 0,367 . 1,244 / 1.8 .1

= 0,389

α = 1,32 λ^2 + 0,15 λ + 0,045 = 0,303

- Perhitungan besarnya ordinat y

  y = $10^{\alpha(1-x)2/x}$ (lihat pada Tabel 4.33)

- Perhitungan besarnya Qt

  Qt = Qp . y (lihat pada Tabel 4.33)

Tabel 4.36 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

t (jam)	X	Y	Q Awal $m^3/dt/mm$	Keterangan	Volume Awal m^3	Q Koreksi $m^3/dt/mm$	Volume Koreksi m^3
0	0.00	0.00	0.000	Qn	487.681	0.0000	132.763
1	0.52	0.74	0.271		1146.891	0.0738	312.222
2	1.05	1.00	0.366	QP	1230.403	0.0997	334.957
3	1.57	0.87	0.317	Qt	1014.048	0.0864	276.058
4	2.09	0.67	0.246		771.272	0.0670	209.966
5	2.62	0.50	0.182		566.614	0.0497	154.251
6	3.14	0.36	0.132		408.775	0.0360	111.282
7	3.66	0.26	0.095		291.769	0.0258	79.429
8	4.19	0.18	0.067		206.837	0.0183	56.308
9	4.71	0.13	0.048		145.950	0.0130	39.733
10	5.24	0.09	0.034		102.649	0.0091	27.945
11	5.76	0.06	0.024		72.021	0.0064	19.606
12	6.28	0.04	0.016		50.439	0.0045	13.731
13	6.81	0.03	0.012		35.274	0.0031	9.603
14	7.33	0.02	0.008		24.641	0.0022	6.708
15	7.85	0.02	0.006		17.198	0.0015	4.682
16	8.38	0.01	0.004		11.994	0.0011	3.265
17	8.90	0.01	0.003		8.360	0.0007	2.276
18	9.42	0.01	0.002		5.824	0.0005	1.585
19	9.95	0.00	0.001		4.055	0.0004	1.104
20	10.47	0.00	0.001		2.823	0.0003	0.768
21	10.99	0.00	0.001		1.964	0.0002	0.535
22	11.52	0.00	0.000		1.367	0.0001	0.372
23	12.04	0.00	0.000		0.950	0.0001	0.259
24	12.56	0.00	0.000		0.661	0.0001	0.180
25	13.09	0.00	0.000		0.459	0.0000	0.125
26	13.61	0.00	0.000		0.319	0.0000	0.087
27	14.14	0.00	0.000		0.222	0.0000	0.060
28	14.66	0.00	0.000		0.154	0.0000	0.042
29	15.18	0.00	0.000		0.107	0.0000	0.029
30	15.71	0.00	0.000		0.074	0.0000	0.020

t (jam)	X	Y	Q Awal $m^3/dt/mm$	Keterangan	Volume Awal m^3	Q Koreksi $m^3/dt/mm$	Volume Koreksi m^3
31	16.23	0.00	0.000		0.052	0.0000	0.014
32	16.75	0.00	0.000		0.036	0.0000	0.010
33	17.28	0.00	0.000		0.025	0.0000	0.007
34	17.80	0.00	0.000		0.017	0.0000	0.005
35	18.32	0.00	0.000		0.012	0.0000	0.003
36	18.85	0.00	0.000		0.008	0.0000	0.002
37	19.37	0.00	0.000		0.006	0.0000	0.002
38	19.89	0.00	0.000		0.004	0.0000	0.001
39	20.42	0.00	0.000		0.003	0.0000	0.001
40	20.94	0.00	0.000		0.002	0.0000	0.001
41	21.47	0.00	0.000		0.001	0.0000	0.000
42	21.99	0.00	0.000		0.001	0.0000	0.000
43	22.51	0.00	0.000		0.001	0.0000	0.000
44	23.04	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
45	23.56	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
46	24.08	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
47	24.61	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
48	25.13	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
49	25.65	0.00	0.000		0.000	0.0000	0.000
50	26.18	0.00	0.000			0.0000	
Jumlah (m^3)					6611.97		1800.00
Kedalamaan Hujan (mm)					3.67		1.00
Koreksi					0.272		

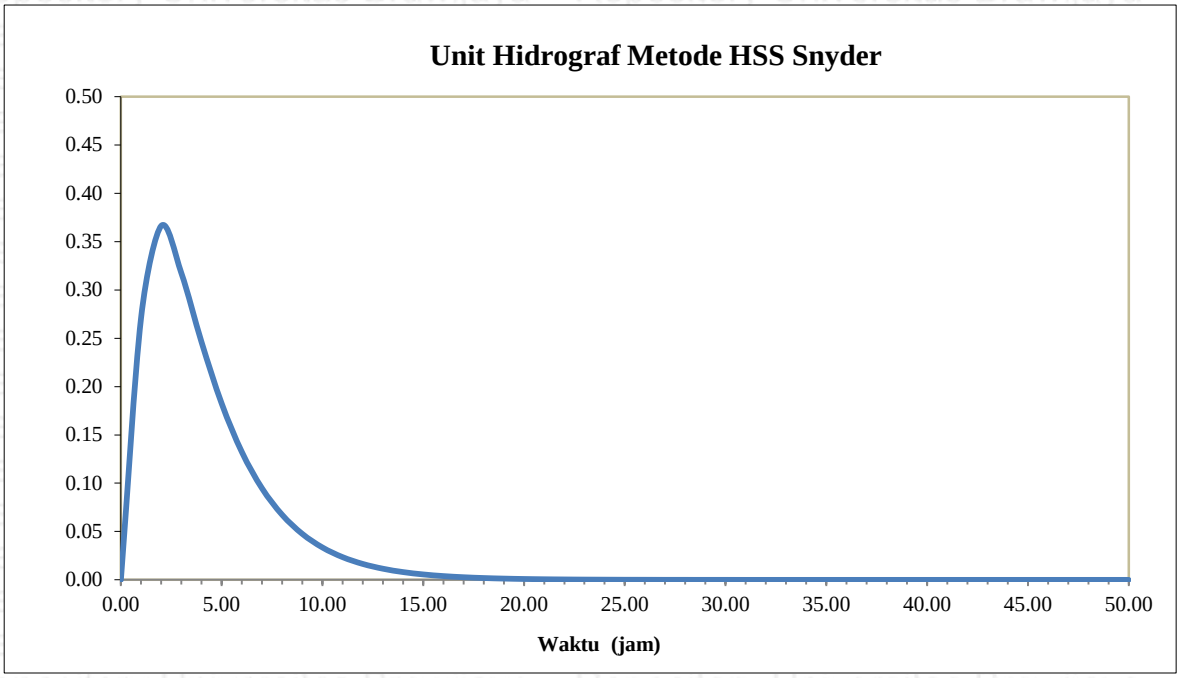
Sumber : Hasil Perhitungan,2016

$$\text{Hujan Efektif} = \frac{\text{Volume Hidrograf (m3)}}{\text{Luas Das (km2)}}$$

$$= \frac{1800}{1{,}8 \times 1000000}$$

$$= 0{,}001 \text{ m}$$

$$= 1 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,200 dan 1000 metode HSS Snyder akan ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.37 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 2 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		43.431	11.289	7.919	6.304	5.324	4.653			
(jam)	(m3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	11.767	0.000					11.767	0.042	11.809
2	0.366	15.906	3.058	0.000				18.964	0.042	19.006
3	0.317	13.782	4.134	2.145	0.000			20.062	0.042	20.103
4	0.246	10.685	3.582	2.900	1.708	0.000		18.876	0.042	18.917
5	0.182	7.924	2.777	2.513	2.309	1.442	0.000	16.966	0.042	17.007
6	0.132	5.747	2.060	1.948	2.000	1.950	1.261	14.966	0.042	15.008
7	0.095	4.116	1.494	1.445	1.551	1.689	1.704	11.999	0.042	12.041
8	0.067	2.924	1.070	1.048	1.150	1.310	1.477	8.978	0.042	9.020
9	0.048	2.067	0.760	0.750	0.834	0.971	1.145	6.527	0.042	6.569
10	0.034	1.455	0.537	0.533	0.597	0.704	0.849	4.676	0.042	4.718
11	0.024	1.022	0.378	0.377	0.424	0.504	0.616	3.321	0.042	3.363
12	0.016	0.716	0.266	0.265	0.300	0.358	0.441	2.346	0.042	2.388
13	0.012	0.501	0.186	0.186	0.211	0.253	0.313	1.651	0.042	1.693
14	0.008	0.350	0.130	0.131	0.148	0.178	0.221	1.159	0.042	1.201
15	0.006	0.244	0.091	0.091	0.104	0.125	0.156	0.812	0.042	0.853
16	0.004	0.171	0.064	0.064	0.073	0.088	0.109	0.568	0.042	0.609
17	0.003	0.119	0.044	0.045	0.051	0.061	0.077	0.397	0.042	0.438
18	0.002	0.083	0.031	0.031	0.035	0.043	0.054	0.277	0.042	0.318
19	0.001	0.058	0.022	0.022	0.025	0.030	0.038	0.193	0.042	0.235
20	0.001	0.040	0.015	0.015	0.017	0.021	0.026	0.135	0.042	0.176
21	0.001	0.028	0.010	0.011	0.012	0.015	0.018	0.094	0.042	0.135
22	0.000	0.019	0.007	0.007	0.008	0.010	0.013	0.065	0.042	0.107
23	0.000	0.014	0.005	0.005	0.006	0.007	0.009	0.045	0.042	0.087
24	0.000	0.009	0.004	0.004	0.004	0.005	0.006	0.032	0.042	0.073

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 5 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		53.505	13.907	9.755	7.766	6.558	5.733			
(jam)	(m3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	14.496	0.000					14.496	0.042	14.538
2	0.366	19.595	3.768	0.000				23.363	0.042	23.404
3	0.317	16.979	5.093	2.643	0.000			24.715	0.042	24.756
4	0.246	13.164	4.413	3.573	2.104	0.000		23.254	0.042	23.295
5	0.182	9.762	3.422	3.096	2.844	1.777	0.000	20.900	0.042	20.942
6	0.132	7.080	2.537	2.400	2.464	2.402	1.553	18.437	0.042	18.479
7	0.095	5.070	1.840	1.780	1.911	2.081	2.099	14.782	0.042	14.824
8	0.067	3.602	1.318	1.291	1.417	1.614	1.819	11.061	0.042	11.103
9	0.048	2.546	0.936	0.924	1.028	1.197	1.410	8.041	0.042	8.083
10	0.034	1.793	0.662	0.657	0.736	0.868	1.046	5.761	0.042	5.802
11	0.024	1.259	0.466	0.464	0.523	0.622	0.759	4.092	0.042	4.133
12	0.016	0.882	0.327	0.327	0.370	0.442	0.543	2.890	0.042	2.932
13	0.012	0.617	0.229	0.229	0.260	0.312	0.386	2.034	0.042	2.076
14	0.008	0.431	0.160	0.161	0.183	0.220	0.273	1.428	0.042	1.469
15	0.006	0.301	0.112	0.113	0.128	0.154	0.192	1.000	0.042	1.042
16	0.004	0.210	0.078	0.079	0.090	0.108	0.135	0.700	0.042	0.741
17	0.003	0.146	0.055	0.055	0.063	0.076	0.095	0.489	0.042	0.530
18	0.002	0.102	0.038	0.038	0.044	0.053	0.066	0.341	0.042	0.383
19	0.001	0.071	0.027	0.027	0.030	0.037	0.046	0.238	0.042	0.280
20	0.001	0.049	0.018	0.019	0.021	0.026	0.032	0.166	0.042	0.207
21	0.001	0.034	0.013	0.013	0.015	0.018	0.023	0.116	0.042	0.157
22	0.000	0.024	0.009	0.009	0.010	0.013	0.016	0.080	0.042	0.122
23	0.000	0.017	0.006	0.006	0.007	0.009	0.011	0.056	0.042	0.098
24	0.000	0.012	0.004	0.004	0.005	0.006	0.008	0.039	0.042	0.081

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.39 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 10 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		58.781	15.278	10.717	8.532	7.205	6.298			
(jam)	(m3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	15.926	0.000					15.926	0.042	15.967
2	0.366	21.527	4.139	0.000				25.667	0.042	25.708
3	0.317	18.653	5.595	2.904	0.000			27.152	0.042	27.194
4	0.246	14.462	4.848	3.925	2.312	0.000		25.547	0.042	25.589
5	0.182	10.725	3.759	3.401	3.125	1.952	0.000	22.962	0.042	23.003
6	0.132	7.779	2.788	2.637	2.708	2.639	1.706	20.256	0.042	20.297
7	0.095	5.570	2.022	1.955	2.099	2.286	2.307	16.240	0.042	16.281
8	0.067	3.958	1.448	1.418	1.557	1.773	1.999	12.152	0.042	12.193
9	0.048	2.797	1.029	1.016	1.129	1.315	1.550	8.834	0.042	8.876
10	0.034	1.969	0.727	0.722	0.809	0.953	1.149	6.329	0.042	6.371
11	0.024	1.383	0.512	0.510	0.574	0.683	0.833	4.495	0.042	4.537
12	0.016	0.969	0.359	0.359	0.406	0.485	0.597	3.175	0.042	3.217
13	0.012	0.678	0.252	0.252	0.286	0.343	0.424	2.235	0.042	2.276
14	0.008	0.474	0.176	0.177	0.201	0.241	0.300	1.569	0.042	1.610
15	0.006	0.331	0.123	0.124	0.141	0.170	0.211	1.099	0.042	1.140
16	0.004	0.231	0.086	0.086	0.098	0.119	0.148	0.769	0.042	0.810
17	0.003	0.161	0.060	0.060	0.069	0.083	0.104	0.537	0.042	0.579
18	0.002	0.112	0.042	0.042	0.048	0.058	0.073	0.375	0.042	0.416
19	0.001	0.078	0.029	0.029	0.033	0.041	0.051	0.261	0.042	0.303
20	0.001	0.054	0.020	0.020	0.023	0.028	0.035	0.182	0.042	0.224
21	0.001	0.038	0.014	0.014	0.016	0.020	0.025	0.127	0.042	0.169
22	0.000	0.026	0.010	0.010	0.011	0.014	0.017	0.088	0.042	0.130
23	0.000	0.018	0.007	0.007	0.008	0.010	0.012	0.062	0.042	0.103
24	0.000	0.013	0.005	0.005	0.005	0.007	0.008	0.043	0.042	0.084

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.40 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 25 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		63.098	16.401	11.505	9.159	7.734	6.761			
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	17.095	0.000					17.095	0.042	17.137
2	0.366	23.108	4.443	0.000				27.552	0.042	27.593
3	0.317	20.023	6.006	3.117	0.000			29.146	0.042	29.188
4	0.246	15.524	5.204	4.213	2.481	0.000		27.423	0.042	27.465
5	0.182	11.513	4.035	3.651	3.354	2.095	0.000	24.648	0.042	24.690
6	0.132	8.350	2.992	2.830	2.906	2.833	1.832	21.743	0.042	21.785
7	0.095	5.980	2.170	2.099	2.253	2.454	2.476	17.433	0.042	17.474
8	0.067	4.248	1.554	1.522	1.671	1.903	2.145	13.044	0.042	13.086
9	0.048	3.002	1.104	1.090	1.212	1.411	1.663	9.483	0.042	9.525
10	0.034	2.114	0.780	0.775	0.868	1.023	1.234	6.794	0.042	6.835
11	0.024	1.484	0.549	0.547	0.617	0.733	0.895	4.825	0.042	4.867
12	0.016	1.040	0.386	0.385	0.436	0.521	0.641	3.409	0.042	3.450
13	0.012	0.728	0.270	0.271	0.307	0.368	0.455	2.399	0.042	2.441
14	0.008	0.509	0.189	0.190	0.215	0.259	0.322	1.684	0.042	1.725
15	0.006	0.355	0.132	0.133	0.151	0.182	0.226	1.179	0.042	1.221
16	0.004	0.248	0.092	0.093	0.106	0.128	0.159	0.825	0.042	0.867
17	0.003	0.173	0.064	0.065	0.074	0.089	0.111	0.576	0.042	0.618
18	0.002	0.120	0.045	0.045	0.052	0.062	0.078	0.402	0.042	0.444
19	0.001	0.084	0.031	0.031	0.036	0.044	0.055	0.281	0.042	0.322
20	0.001	0.058	0.022	0.022	0.025	0.030	0.038	0.196	0.042	0.237
21	0.001	0.041	0.015	0.015	0.017	0.021	0.027	0.136	0.042	0.178
22	0.000	0.028	0.011	0.011	0.012	0.015	0.019	0.095	0.042	0.136
23	0.000	0.020	0.007	0.007	0.008	0.010	0.013	0.066	0.042	0.108
24	0.000	0.014	0.005	0.005	0.006	0.007	0.009	0.046	0.042	0.088

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.41 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 50 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		63.918	16.614	11.654	9.278	7.835	6.848			
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	17.317	0.000					17.317	0.042	17.359
2	0.366	23.408	4.501	0.000				27.910	0.042	27.951
3	0.317	20.283	6.084	3.157	0.000			29.525	0.042	29.566
4	0.246	15.726	5.272	4.268	2.514	0.000		27.779	0.042	27.821
5	0.182	11.662	4.087	3.698	3.398	2.123	0.000	24.968	0.042	25.010
6	0.132	8.458	3.031	2.867	2.944	2.869	1.855	22.026	0.042	22.067
7	0.095	6.057	2.198	2.126	2.283	2.486	2.508	17.659	0.042	17.701
8	0.067	4.303	1.574	1.542	1.693	1.928	2.173	13.214	0.042	13.255
9	0.048	3.041	1.119	1.104	1.228	1.429	1.685	9.606	0.042	9.648
10	0.034	2.141	0.790	0.785	0.879	1.037	1.250	6.882	0.042	6.924
11	0.024	1.504	0.557	0.555	0.625	0.742	0.906	4.888	0.042	4.930
12	0.016	1.054	0.391	0.390	0.441	0.527	0.649	3.453	0.042	3.495
13	0.012	0.737	0.274	0.274	0.311	0.373	0.461	2.430	0.042	2.472
14	0.008	0.515	0.192	0.192	0.218	0.262	0.326	1.706	0.042	1.747
15	0.006	0.360	0.134	0.134	0.153	0.184	0.229	1.195	0.042	1.236
16	0.004	0.251	0.094	0.094	0.107	0.129	0.161	0.836	0.042	0.877
17	0.003	0.175	0.065	0.066	0.075	0.090	0.113	0.584	0.042	0.625
18	0.002	0.122	0.045	0.046	0.052	0.063	0.079	0.408	0.042	0.449
19	0.001	0.085	0.032	0.032	0.036	0.044	0.055	0.284	0.042	0.326
20	0.001	0.059	0.022	0.022	0.025	0.031	0.039	0.198	0.042	0.240
21	0.001	0.041	0.015	0.015	0.018	0.021	0.027	0.138	0.042	0.180
22	0.000	0.029	0.011	0.011	0.012	0.015	0.019	0.096	0.042	0.138
23	0.000	0.020	0.007	0.007	0.009	0.010	0.013	0.067	0.042	0.108
24	0.000	0.014	0.005	0.005	0.006	0.007	0.009	0.047	0.042	0.088

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.42 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 100 Tahun

t	Ordinat HSS (Q)	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		68.015	17.679	12.401	9.872	8.337	7.287			
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	18.428	0.000					18.428	0.042	18.469
2	0.366	24.909	4.790	0.000				29.699	0.042	29.740
3	0.317	21.583	6.474	3.360	0.000			31.417	0.042	31.459
4	0.246	16.734	5.610	4.542	2.675	0.000		29.560	0.042	29.602
5	0.182	12.410	4.349	3.935	3.616	2.259	0.000	26.569	0.042	26.610
6	0.132	9.001	3.226	3.051	3.133	3.053	1.974	23.438	0.042	23.479
7	0.095	6.446	2.339	2.263	2.429	2.646	2.669	18.791	0.042	18.833
8	0.067	4.579	1.675	1.641	1.801	2.051	2.313	14.061	0.042	14.102
9	0.048	3.236	1.190	1.175	1.306	1.521	1.793	10.222	0.042	10.264
10	0.034	2.279	0.841	0.835	0.936	1.103	1.330	7.323	0.042	7.365
11	0.024	1.600	0.592	0.590	0.665	0.790	0.964	5.202	0.042	5.243
12	0.016	1.121	0.416	0.415	0.470	0.561	0.691	3.674	0.042	3.716
13	0.012	0.785	0.291	0.292	0.331	0.397	0.491	2.586	0.042	2.627
14	0.008	0.548	0.204	0.204	0.232	0.279	0.347	1.815	0.042	1.857
15	0.006	0.383	0.143	0.143	0.163	0.196	0.244	1.271	0.042	1.313
16	0.004	0.267	0.099	0.100	0.114	0.137	0.171	0.889	0.042	0.931
17	0.003	0.186	0.069	0.070	0.080	0.096	0.120	0.621	0.042	0.663
18	0.002	0.130	0.048	0.049	0.056	0.067	0.084	0.434	0.042	0.475
19	0.001	0.090	0.034	0.034	0.039	0.047	0.059	0.302	0.042	0.344
20	0.001	0.063	0.023	0.024	0.027	0.033	0.041	0.211	0.042	0.252
21	0.001	0.044	0.016	0.016	0.019	0.023	0.029	0.147	0.042	0.188
22	0.000	0.030	0.011	0.011	0.013	0.016	0.020	0.102	0.042	0.144
23	0.000	0.021	0.008	0.008	0.009	0.011	0.014	0.071	0.042	0.113
24	0.000	0.015	0.006	0.006	0.006	0.008	0.010	0.050	0.042	0.091

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.43 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 200 Tahun

t	Q	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		71.373	18.551	13.013	10.360	8.749	7.647			
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	19.337	0.000					19.337	0.042	19.379
2	0.366	26.139	5.026	0.000				31.165	0.042	31.206
3	0.317	22.649	6.794	3.526	0.000			32.968	0.042	33.010
4	0.246	17.560	5.887	4.766	2.807	0.000		31.019	0.042	31.061
5	0.182	13.022	4.564	4.130	3.794	2.370	0.000	27.880	0.042	27.922
6	0.132	9.445	3.385	3.202	3.287	3.204	2.072	24.595	0.042	24.636
7	0.095	6.764	2.455	2.374	2.549	2.776	2.801	19.719	0.042	19.760
8	0.067	4.805	1.758	1.722	1.890	2.152	2.427	14.755	0.042	14.796
9	0.048	3.396	1.249	1.233	1.371	1.596	1.881	10.727	0.042	10.768
10	0.034	2.391	0.883	0.876	0.982	1.158	1.395	7.685	0.042	7.726
11	0.024	1.679	0.622	0.619	0.698	0.829	1.012	5.458	0.042	5.500
12	0.016	1.177	0.436	0.436	0.493	0.589	0.725	3.856	0.042	3.897
13	0.012	0.823	0.306	0.306	0.347	0.416	0.515	2.714	0.042	2.755
14	0.008	0.575	0.214	0.215	0.244	0.293	0.364	1.905	0.042	1.946
15	0.006	0.402	0.150	0.150	0.171	0.206	0.256	1.334	0.042	1.376
16	0.004	0.280	0.104	0.105	0.120	0.144	0.180	0.933	0.042	0.975
17	0.003	0.195	0.073	0.073	0.084	0.101	0.126	0.652	0.042	0.694
18	0.002	0.136	0.051	0.051	0.058	0.071	0.088	0.455	0.042	0.497
19	0.001	0.095	0.035	0.036	0.041	0.049	0.062	0.317	0.042	0.359
20	0.001	0.066	0.025	0.025	0.028	0.034	0.043	0.221	0.042	0.263
21	0.001	0.046	0.017	0.017	0.020	0.024	0.030	0.154	0.042	0.196
22	0.000	0.032	0.012	0.012	0.014	0.017	0.021	0.107	0.042	0.149
23	0.000	0.022	0.008	0.008	0.010	0.012	0.015	0.075	0.042	0.116
24	0.000	0.015	0.006	0.006	0.007	0.008	0.010	0.052	0.042	0.094

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.44 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Snyder dengan Kala Ulang 1000 Tahun

t	Q	Debit Limpasan (m^3/dt)						Qtotal	Base Flow	Total Debit
		R1	R2	R3	R4	R5	R6			
		74.371	19.331	13.560	10.795	9.116	7.968			
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1	0.271	20.150	0.000					20.150	0.042	20.191
2	0.366	27.237	5.237	0.000				32.474	0.042	32.516
3	0.317	23.600	7.079	3.674	0.000			34.353	0.042	34.395
4	0.246	18.297	6.134	4.966	2.925	0.000		32.322	0.042	32.364
5	0.182	13.569	4.756	4.303	3.953	2.470	0.000	29.051	0.042	29.093
6	0.132	9.842	3.527	3.336	3.426	3.339	2.159	25.628	0.042	25.669
7	0.095	7.048	2.558	2.474	2.656	2.893	2.918	20.547	0.042	20.588
8	0.067	5.007	1.832	1.794	1.970	2.243	2.529	15.375	0.042	15.416
9	0.048	3.539	1.301	1.285	1.429	1.663	1.960	11.177	0.042	11.219
10	0.034	2.492	0.920	0.913	1.023	1.206	1.454	8.008	0.042	8.049
11	0.024	1.750	0.648	0.645	0.727	0.864	1.054	5.688	0.042	5.729
12	0.016	1.226	0.455	0.454	0.514	0.614	0.755	4.018	0.042	4.059
13	0.012	0.858	0.319	0.319	0.362	0.434	0.536	2.827	0.042	2.869
14	0.008	0.600	0.223	0.224	0.254	0.305	0.379	1.985	0.042	2.026
15	0.006	0.419	0.156	0.156	0.178	0.214	0.267	1.390	0.042	1.432
16	0.004	0.292	0.109	0.109	0.125	0.150	0.187	0.972	0.042	1.014
17	0.003	0.204	0.076	0.076	0.087	0.105	0.131	0.679	0.042	0.721
18	0.002	0.142	0.053	0.053	0.061	0.073	0.092	0.474	0.042	0.516
19	0.001	0.099	0.037	0.037	0.042	0.051	0.064	0.331	0.042	0.372
20	0.001	0.069	0.026	0.026	0.030	0.036	0.045	0.230	0.042	0.272
21	0.001	0.048	0.018	0.018	0.021	0.025	0.031	0.161	0.042	0.202
22	0.000	0.033	0.012	0.013	0.014	0.017	0.022	0.112	0.042	0.153
23	0.000	0.023	0.009	0.009	0.010	0.012	0.015	0.078	0.042	0.119
24	0.000	0.016	0.006	0.006	0.007	0.008	0.011	0.054	0.042	0.096

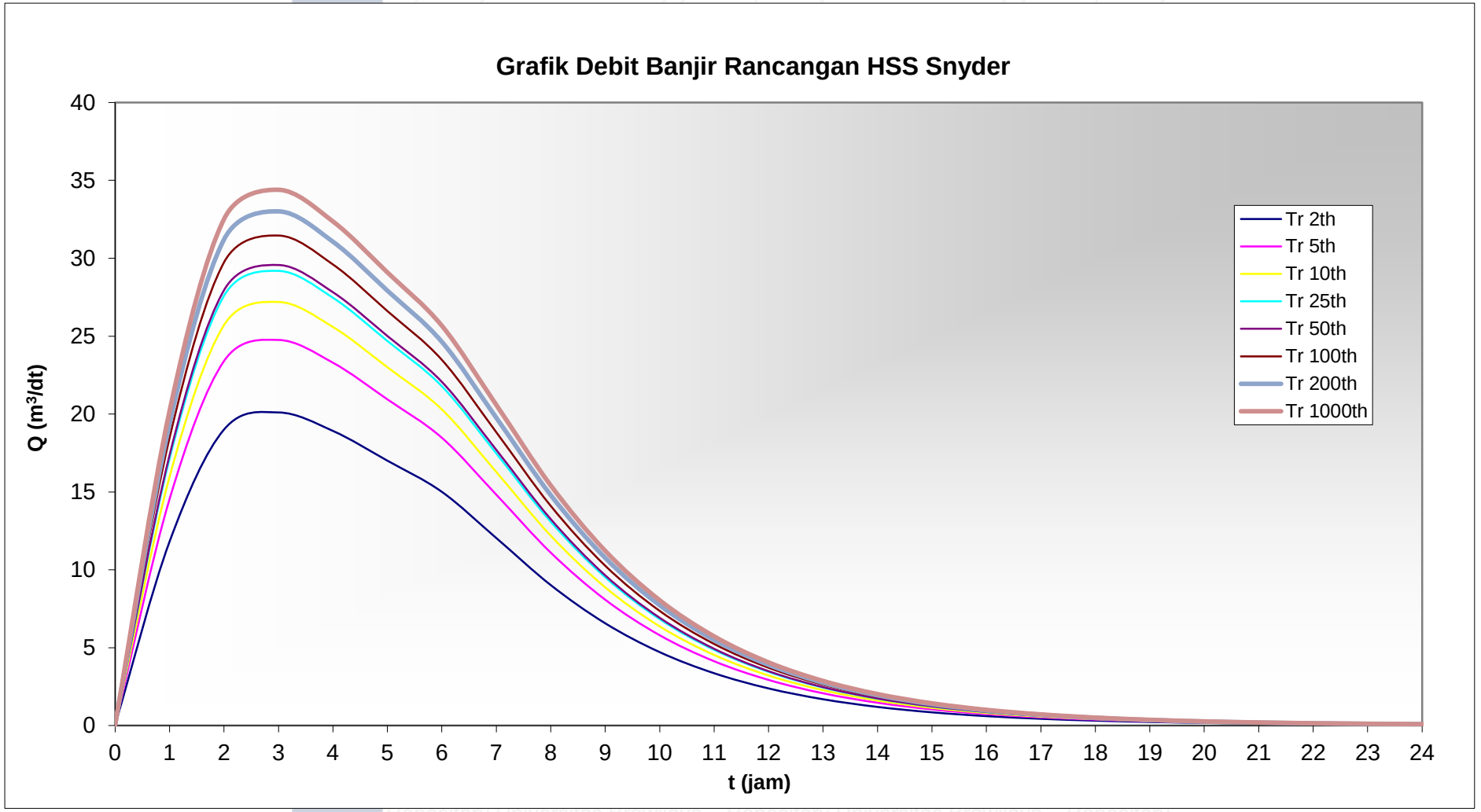
Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.45. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Snyder

t (Jam)	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)							
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 25	Tr 50	Tr 100	Tr 200	Tr 1000
0.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
1.00	11.809	14.538	15.967	17.137	17.359	18.469	19.379	20.191
2.00	19.006	23.404	25.708	27.593	27.951	29.740	31.206	32.516
3.00	20.103	24.756	27.194	29.188	29.566	31.459	33.010	34.395
4.00	18.917	23.295	25.589	27.465	27.821	29.602	31.061	32.364
5.00	17.007	20.942	23.003	24.690	25.010	26.610	27.922	29.093
6.00	15.008	18.479	20.297	21.785	22.067	23.479	24.636	25.669
7.00	12.041	14.824	16.281	17.474	17.701	18.833	19.760	20.588
8.00	9.020	11.103	12.193	13.086	13.255	14.102	14.796	15.416
9.00	6.569	8.083	8.876	9.525	9.648	10.264	10.768	11.219
10.00	4.718	5.802	6.371	6.835	6.924	7.365	7.726	8.049
11.00	3.363	4.133	4.537	4.867	4.930	5.243	5.500	5.729
12.00	2.388	2.932	3.217	3.450	3.495	3.716	3.897	4.059
13.00	1.693	2.076	2.276	2.441	2.472	2.627	2.755	2.869
14.00	1.201	1.469	1.610	1.725	1.747	1.857	1.946	2.026
15.00	0.853	1.042	1.140	1.221	1.236	1.313	1.376	1.432
16.00	0.609	0.741	0.810	0.867	0.877	0.931	0.975	1.014
17.00	0.438	0.530	0.579	0.618	0.625	0.663	0.694	0.721
18.00	0.318	0.383	0.416	0.444	0.449	0.475	0.497	0.516
19.00	0.235	0.280	0.303	0.322	0.326	0.344	0.359	0.372
20.00	0.176	0.207	0.224	0.237	0.240	0.252	0.263	0.272
21.00	0.135	0.157	0.169	0.178	0.180	0.188	0.196	0.202
22.00	0.107	0.122	0.130	0.136	0.138	0.144	0.149	0.153
23.00	0.087	0.098	0.103	0.108	0.108	0.113	0.116	0.119
24.00	0.073	0.081	0.084	0.088	0.088	0.091	0.094	0.096
Maksimum	20.103	24.756	27.194	29.188	29.566	31.459	33.010	34.395

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.4 Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.1.9.3. Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Beberapa parameter yang digunakan dalam metode HSS Gama I yaitu :

1. Karakteristik DAS, meliputi :
   - Jumlah pangsa sungai tingkat 1 = 13 buah
   - Jumlah pangsa sungai semua tingkat = 24 buah
   - Panjang pangsa sungai tingkat 1 = 5,40 km
   - Panjang pangsa sungai semua tingkat = 7,80 km
   - Jumlah pertemuan sungai (JN) = 11
   - Luas Das (A) = 1,8 km^2
   - Luas Das bagian hulu (AU) = 0,72 km^2
   - Panjang sungai utama (L) = 2,62 km
   - 0,75 L = 1,97 km
   - 0,25 L = 0,66 km
   - Kemiringan sungai rata-rata = 0,0015
   - Faktor sumber (SF) $= \frac{\text{Panjang pangsa sungai tingkat 1}}{\text{Panjang pangsa sungai semua tingkat}}$
     = 0,69
   - Frekuensi sumber (SN) $= \frac{\text{Jumlah pangsa sungai tingkat 1}}{\text{Jumlah pangsa sungai semua tingkat}}$
     = 0,54
   - Kerapatan jaringan kuras (D) $= \frac{\text{Panjang pangsa sungai semua tingkat}}{\text{Luas DAS}}$
     = 4,33
   - WU = 0,5 . 0,75 L
     = 0,98
   - WL = 0,5 . 0.25 L
     = 0,33
   - Faktor lebar (WF) = WU / WL
     = 3
   - Perbandingan AU dan A (RUA) = 0,72 / 1,8
     = 0,4
2. Parameter Hidrograf :
   - SIM = RUA x WF
     = 1,195
   - TR = 0,43 $(L/100.SF)^3$ + 1,0665 SIM + 1,2775

= 2,552 jam

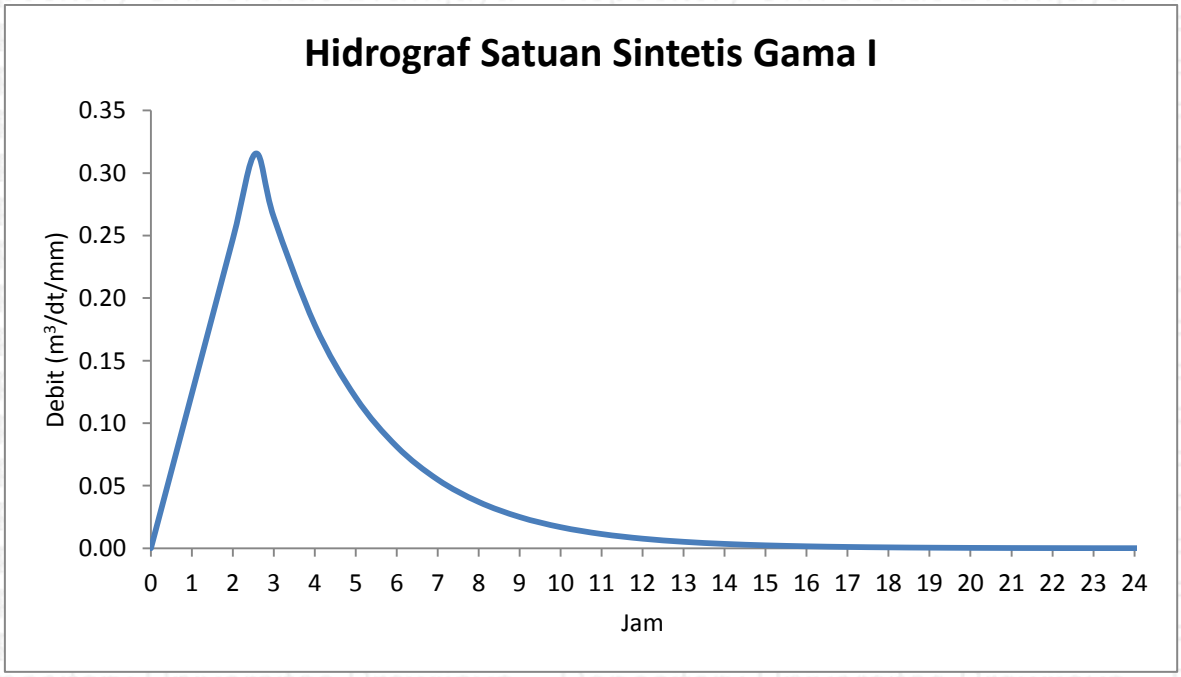
- Q_p = 0,1836 $A^{0,5886}$ $JN^{0,2381}$ $TR^{-0,4008}$
  = 0,316 m^3/dt
- TB = 27,4132 $TR^{0,1457}$ $S^{-0,0956}$ $SN^{0,7344}$ $RUA^{0,2574}$
  = 29,952 jam
- K = 0,5617 $^{A0.1798}$ $S^{-0.1446}$ $SF^{-1.0897}$ $D^{0.0452}$
  = 2,544
- Qt = Qp . $e^{-t/k}$
- F indeks = 10,4903 - 3,859.10^{-6} . A^2 + 1,6985 . 10^{-13} $(A/SN)^4$
  = 10,490

Tabel 4.46 Tabel Unit Hidrograf Gama I

t	Qt
0	0.000
1	0.124
2	0.247
2.552	0.316
3.0	0.265
4.0	0.179
5.0	0.120
6.0	0.081
7.0	0.055
8.0	0.037
9.0	0.025
10.0	0.017
11.0	0.011
12.0	0.008
13.0	0.005
14.0	0.004
15.0	0.002
16.0	0.002
17.0	0.001
18.0	0.001
19.0	0.000
20.0	0.000
21.0	0.000
22.0	0.000
23.0	0.000
24.0	0.000
25.0	0.000
26.0	0.000
27.0	0.000

t	Qt
28.0	0.000
29.0	0.000
30.0	0.000
31.0	0.000
32.0	0.000
33.0	0.000
34.0	0.000
35.0	0.000
36.0	0.000
37.0	0.000
38.0	0.000
39.0	0.000
40.0	0.000

Sumber : Hasil Perhitungan,2016



Gambar 4.5 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,200 dan 100 tahun Metode HSS Gamma I akan ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.47 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 2 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 43.43	R_2 11.29	R_3 7.92	R_4 6.30	R_5 5.32	R_6 4.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.000	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.000	0.124	5.371	0.000					5.371	0.042	5.412
2.000	0.247	10.741	1.396	0.000				12.137	0.042	12.179
2.552	0.316	13.704	2.792	0.979	0.000			17.475	0.042	17.516
3.000	0.265	11.489	3.562	1.958	0.780	0.000		17.789	0.042	17.830
4.000	0.179	7.754	2.986	2.499	1.559	0.658	0.000	15.456	0.042	15.498
5.000	0.120	5.233	2.015	2.095	1.989	1.317	0.575	13.225	0.042	13.266
6.000	0.081	3.532	1.360	1.414	1.668	1.680	1.151	10.804	0.042	10.846
7.000	0.055	2.384	0.918	0.954	1.126	1.408	1.468	8.258	0.042	8.300
8.000	0.037	1.609	0.620	0.644	0.760	0.950	1.231	5.814	0.042	5.855
9.000	0.025	1.086	0.418	0.435	0.513	0.641	0.831	3.924	0.042	3.965
10.000	0.017	0.733	0.282	0.293	0.346	0.433	0.561	2.648	0.042	2.690
11.000	0.011	0.495	0.191	0.198	0.234	0.292	0.378	1.787	0.042	1.829
12.000	0.008	0.334	0.129	0.134	0.158	0.197	0.255	1.206	0.042	1.248
13.000	0.005	0.225	0.087	0.090	0.106	0.133	0.172	0.814	0.042	0.856
14.000	0.004	0.152	0.059	0.061	0.072	0.090	0.116	0.550	0.042	0.591
15.000	0.002	0.103	0.040	0.041	0.048	0.061	0.079	0.371	0.042	0.412
16.000	0.002	0.069	0.027	0.028	0.033	0.041	0.053	0.250	0.042	0.292
17.000	0.001	0.047	0.018	0.019	0.022	0.028	0.036	0.169	0.042	0.211
18.000	0.001	0.032	0.012	0.013	0.015	0.019	0.024	0.114	0.042	0.156
19.000	0.000	0.021	0.008	0.009	0.010	0.013	0.016	0.077	0.042	0.119
20.000	0.000	0.014	0.006	0.006	0.007	0.008	0.011	0.052	0.042	0.094
21.000	0.000	0.010	0.004	0.004	0.005	0.006	0.007	0.035	0.042	0.077
22.000	0.000	0.007	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.024	0.042	0.065
23.000	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.016	0.042	0.058
24.000	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.011	0.042	0.052

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.48 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 5 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 53.50	R_2 13.91	R_3 9.76	R_4 7.77	R_5 6.56	R_6 5.73	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	6.616	0.000					6.616	0.042	6.658
2.00	0.247	13.233	1.720	0.000				14.952	0.042	14.994
2.55	0.316	16.882	3.439	1.206	0.000			21.528	0.042	21.569
3.00	0.265	14.153	4.388	2.413	0.960	0.000		21.914	0.042	21.956
4.00	0.179	9.552	3.679	3.078	1.921	0.811	0.000	19.041	0.042	19.083
5.00	0.120	6.447	2.483	2.581	2.450	1.622	0.709	16.292	0.042	16.334
6.00	0.081	4.351	1.676	1.742	2.054	2.069	1.418	13.310	0.042	13.352
7.00	0.055	2.937	1.131	1.176	1.387	1.735	1.809	10.174	0.042	10.215
8.00	0.037	1.982	0.763	0.793	0.936	1.171	1.516	7.162	0.042	7.204
9.00	0.025	1.338	0.515	0.535	0.632	0.790	1.023	4.834	0.042	4.875
10.00	0.017	0.903	0.348	0.361	0.426	0.533	0.691	3.263	0.042	3.304
11.00	0.011	0.609	0.235	0.244	0.288	0.360	0.466	2.202	0.042	2.244
12.00	0.008	0.411	0.158	0.165	0.194	0.243	0.315	1.486	0.042	1.528
13.00	0.005	0.278	0.107	0.111	0.131	0.164	0.212	1.003	0.042	1.045
14.00	0.004	0.187	0.072	0.075	0.088	0.111	0.143	0.677	0.042	0.719
15.00	0.002	0.126	0.049	0.051	0.060	0.075	0.097	0.457	0.042	0.499
16.00	0.002	0.085	0.033	0.034	0.040	0.050	0.065	0.308	0.042	0.350
17.00	0.001	0.058	0.022	0.023	0.027	0.034	0.044	0.208	0.042	0.250
18.00	0.001	0.039	0.015	0.016	0.018	0.023	0.030	0.140	0.042	0.182
19.00	0.000	0.026	0.010	0.011	0.012	0.016	0.020	0.095	0.042	0.136
20.00	0.000	0.018	0.007	0.007	0.008	0.010	0.014	0.064	0.042	0.106
21.00	0.000	0.012	0.005	0.005	0.006	0.007	0.009	0.043	0.042	0.085
22.00	0.000	0.008	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.029	0.042	0.071
23.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.020	0.042	0.061
24.00	0.000	0.004	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.013	0.042	0.055

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.49 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 10 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 58.78	R_2 15.28	R_3 10.72	R_4 8.53	R_5 7.21	R_6 6.30	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	7.269	0.000					7.269	0.042	7.310
2.00	0.247	14.538	1.889	0.000				16.427	0.042	16.469
2.55	0.316	18.547	3.779	1.325	0.000			23.651	0.042	23.692
3.00	0.265	15.549	4.821	2.651	1.055	0.000		24.076	0.042	24.117
4.00	0.179	10.494	4.042	3.382	2.110	0.891	0.000	20.919	0.042	20.960
5.00	0.120	7.083	2.728	2.835	2.692	1.782	0.779	17.899	0.042	17.940
6.00	0.081	4.781	1.841	1.913	2.257	2.273	1.558	14.623	0.042	14.665
7.00	0.055	3.227	1.243	1.291	1.523	1.906	1.987	11.177	0.042	11.219
8.00	0.037	2.178	0.839	0.872	1.028	1.286	1.666	7.868	0.042	7.910
9.00	0.025	1.470	0.566	0.588	0.694	0.868	1.124	5.311	0.042	5.352
10.00	0.017	0.992	0.382	0.397	0.468	0.586	0.759	3.584	0.042	3.626
11.00	0.011	0.670	0.258	0.268	0.316	0.395	0.512	2.419	0.042	2.461
12.00	0.008	0.452	0.174	0.181	0.213	0.267	0.346	1.633	0.042	1.674
13.00	0.005	0.305	0.117	0.122	0.144	0.180	0.233	1.102	0.042	1.144
14.00	0.004	0.206	0.079	0.082	0.097	0.122	0.157	0.744	0.042	0.785
15.00	0.002	0.139	0.054	0.056	0.066	0.082	0.106	0.502	0.042	0.544
16.00	0.002	0.094	0.036	0.038	0.044	0.055	0.072	0.339	0.042	0.380
17.00	0.001	0.063	0.024	0.025	0.030	0.037	0.048	0.229	0.042	0.270
18.00	0.001	0.043	0.016	0.017	0.020	0.025	0.033	0.154	0.042	0.196
19.00	0.000	0.029	0.011	0.012	0.014	0.017	0.022	0.104	0.042	0.146
20.00	0.000	0.019	0.007	0.008	0.009	0.011	0.015	0.070	0.042	0.112
21.00	0.000	0.013	0.005	0.005	0.006	0.008	0.010	0.047	0.042	0.089
22.00	0.000	0.009	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.032	0.042	0.074
23.00	0.000	0.006	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005	0.022	0.042	0.063
24.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.015	0.042	0.056

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.50 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 25 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.10	R_2 16.40	R_3 11.50	R_4 9.16	R_5 7.73	R_6 6.76	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	7.803	0.000					7.803	0.042	7.844
2.00	0.247	15.605	2.028	0.000				17.633	0.042	17.675
2.55	0.316	19.909	4.056	1.423	0.000			25.388	0.042	25.430
3.00	0.265	16.691	5.175	2.845	1.133	0.000		25.844	0.042	25.885
4.00	0.179	11.265	4.338	3.630	2.265	0.956	0.000	22.455	0.042	22.497
5.00	0.120	7.603	2.928	3.043	2.890	1.913	0.836	19.213	0.042	19.255
6.00	0.081	5.132	1.976	2.054	2.423	2.440	1.672	15.697	0.042	15.739
7.00	0.055	3.463	1.334	1.386	1.635	2.046	2.133	11.998	0.042	12.039
8.00	0.037	2.338	0.900	0.936	1.104	1.381	1.788	8.446	0.042	8.488
9.00	0.025	1.578	0.608	0.631	0.745	0.932	1.207	5.701	0.042	5.742
10.00	0.017	1.065	0.410	0.426	0.503	0.629	0.815	3.848	0.042	3.889
11.00	0.011	0.719	0.277	0.288	0.339	0.425	0.550	2.597	0.042	2.638
12.00	0.008	0.485	0.187	0.194	0.229	0.287	0.371	1.753	0.042	1.794
13.00	0.005	0.327	0.126	0.131	0.155	0.193	0.250	1.183	0.042	1.225
14.00	0.004	0.221	0.085	0.088	0.104	0.131	0.169	0.798	0.042	0.840
15.00	0.002	0.149	0.057	0.060	0.070	0.088	0.114	0.539	0.042	0.580
16.00	0.002	0.101	0.039	0.040	0.048	0.059	0.077	0.364	0.042	0.405
17.00	0.001	0.068	0.026	0.027	0.032	0.040	0.052	0.245	0.042	0.287
18.00	0.001	0.046	0.018	0.018	0.022	0.027	0.035	0.166	0.042	0.207
19.00	0.000	0.031	0.012	0.012	0.015	0.018	0.024	0.112	0.042	0.153
20.00	0.000	0.021	0.008	0.008	0.010	0.012	0.016	0.075	0.042	0.117
21.00	0.000	0.014	0.005	0.006	0.007	0.008	0.011	0.051	0.042	0.093
22.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.004	0.006	0.007	0.034	0.042	0.076
23.00	0.000	0.006	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.023	0.042	0.065
24.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.016	0.042	0.057

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.51 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 50 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.92	R_2 16.61	R_3 11.65	R_4 9.28	R_5 7.83	R_6 6.85	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	7.904	0.000					7.904	0.042	7.946
2.00	0.247	15.808	2.054	0.000				17.862	0.042	17.904
2.55	0.316	20.168	4.109	1.441	0.000			25.718	0.042	25.759
3.00	0.265	16.908	5.242	2.882	1.147	0.000		26.179	0.042	26.221
4.00	0.179	11.412	4.395	3.677	2.295	0.969	0.000	22.747	0.042	22.788
5.00	0.120	7.702	2.966	3.083	2.927	1.938	0.847	19.463	0.042	19.504
6.00	0.081	5.198	2.002	2.081	2.454	2.472	1.694	15.901	0.042	15.942
7.00	0.055	3.508	1.351	1.404	1.656	2.072	2.161	12.154	0.042	12.195
8.00	0.037	2.368	0.912	0.948	1.118	1.399	1.812	8.556	0.042	8.598
9.00	0.025	1.598	0.615	0.640	0.755	0.944	1.223	5.775	0.042	5.816
10.00	0.017	1.079	0.415	0.432	0.509	0.637	0.825	3.897	0.042	3.939
11.00	0.011	0.728	0.280	0.291	0.344	0.430	0.557	2.631	0.042	2.672
12.00	0.008	0.491	0.189	0.197	0.232	0.290	0.376	1.775	0.042	1.817
13.00	0.005	0.332	0.128	0.133	0.157	0.196	0.254	1.198	0.042	1.240
14.00	0.004	0.224	0.086	0.090	0.106	0.132	0.171	0.809	0.042	0.850
15.00	0.002	0.151	0.058	0.060	0.071	0.089	0.116	0.546	0.042	0.587
16.00	0.002	0.102	0.039	0.041	0.048	0.060	0.078	0.368	0.042	0.410
17.00	0.001	0.069	0.027	0.028	0.032	0.041	0.053	0.249	0.042	0.290
18.00	0.001	0.046	0.018	0.019	0.022	0.027	0.036	0.168	0.042	0.209
19.00	0.000	0.031	0.012	0.013	0.015	0.019	0.024	0.113	0.042	0.155
20.00	0.000	0.021	0.008	0.008	0.010	0.012	0.016	0.076	0.042	0.118
21.00	0.000	0.014	0.005	0.006	0.007	0.008	0.011	0.052	0.042	0.093
22.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.005	0.006	0.007	0.035	0.042	0.076
23.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.024	0.042	0.065
24.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.016	0.042	0.057

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.52 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 100 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 68.02	R_2 17.68	R_3 12.40	R_4 9.87	R_5 8.34	R_6 7.29	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	8.411	0.000					8.411	0.042	8.452
2.00	0.247	16.821	2.186	0.000				19.008	0.042	19.049
2.55	0.316	21.460	4.372	1.534	0.000			27.366	0.042	27.408
3.00	0.265	17.992	5.578	3.067	1.221	0.000		27.858	0.042	27.899
4.00	0.179	12.143	4.676	3.913	2.442	1.031	0.000	24.205	0.042	24.247
5.00	0.120	8.196	3.156	3.280	3.115	2.062	0.901	20.710	0.042	20.752
6.00	0.081	5.531	2.130	2.214	2.612	2.631	1.802	16.920	0.042	16.962
7.00	0.055	3.733	1.438	1.494	1.763	2.205	2.299	12.933	0.042	12.974
8.00	0.037	2.520	0.970	1.009	1.190	1.488	1.928	9.104	0.042	9.146
9.00	0.025	1.701	0.655	0.681	0.803	1.005	1.301	6.145	0.042	6.186
10.00	0.017	1.148	0.442	0.459	0.542	0.678	0.878	4.147	0.042	4.189
11.00	0.011	0.775	0.298	0.310	0.366	0.458	0.593	2.799	0.042	2.841
12.00	0.008	0.523	0.201	0.209	0.247	0.309	0.400	1.889	0.042	1.931
13.00	0.005	0.353	0.136	0.141	0.167	0.208	0.270	1.275	0.042	1.317
14.00	0.004	0.238	0.092	0.095	0.112	0.141	0.182	0.861	0.042	0.902
15.00	0.002	0.161	0.062	0.064	0.076	0.095	0.123	0.581	0.042	0.622
16.00	0.002	0.108	0.042	0.043	0.051	0.064	0.083	0.392	0.042	0.434
17.00	0.001	0.073	0.028	0.029	0.035	0.043	0.056	0.265	0.042	0.306
18.00	0.001	0.049	0.019	0.020	0.023	0.029	0.038	0.179	0.042	0.220
19.00	0.000	0.033	0.013	0.013	0.016	0.020	0.026	0.121	0.042	0.162
20.00	0.000	0.023	0.009	0.009	0.011	0.013	0.017	0.081	0.042	0.123
21.00	0.000	0.015	0.006	0.006	0.007	0.009	0.012	0.055	0.042	0.097
22.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.005	0.006	0.008	0.037	0.042	0.079
23.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.025	0.042	0.067
24.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.017	0.042	0.058

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.53 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 200 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 71.37	R_2 18.55	R_3 13.01	R_4 10.36	R_5 8.75	R_6 7.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	8.826	0.000					8.826	0.042	8.868
2.00	0.247	17.652	2.294	0.000				19.946	0.042	19.987
2.55	0.316	22.520	4.588	1.609	0.000			28.717	0.042	28.759
3.00	0.265	18.880	5.853	3.218	1.281	0.000		29.233	0.042	29.274
4.00	0.179	12.743	4.907	4.106	2.562	1.082	0.000	25.400	0.042	25.441
5.00	0.120	8.600	3.312	3.442	3.269	2.164	0.946	21.733	0.042	21.774
6.00	0.081	5.805	2.235	2.323	2.740	2.760	1.891	17.755	0.042	17.797
7.00	0.055	3.918	1.509	1.568	1.850	2.314	2.413	13.571	0.042	13.613
8.00	0.037	2.644	1.018	1.058	1.248	1.562	2.023	9.554	0.042	9.595
9.00	0.025	1.785	0.687	0.714	0.843	1.054	1.365	6.448	0.042	6.490
10.00	0.017	1.204	0.464	0.482	0.569	0.711	0.921	4.352	0.042	4.394
11.00	0.011	0.813	0.313	0.325	0.384	0.480	0.622	2.937	0.042	2.979
12.00	0.008	0.549	0.211	0.220	0.259	0.324	0.420	1.982	0.042	2.024
13.00	0.005	0.370	0.143	0.148	0.175	0.219	0.283	1.338	0.042	1.380
14.00	0.004	0.250	0.096	0.100	0.118	0.148	0.191	0.903	0.042	0.945
15.00	0.002	0.169	0.065	0.068	0.080	0.100	0.129	0.610	0.042	0.651
16.00	0.002	0.114	0.044	0.046	0.054	0.067	0.087	0.411	0.042	0.453
17.00	0.001	0.077	0.030	0.031	0.036	0.045	0.059	0.278	0.042	0.319
18.00	0.001	0.052	0.020	0.021	0.024	0.031	0.040	0.187	0.042	0.229
19.00	0.000	0.035	0.013	0.014	0.017	0.021	0.027	0.126	0.042	0.168
20.00	0.000	0.024	0.009	0.009	0.011	0.014	0.018	0.085	0.042	0.127
21.00	0.000	0.016	0.006	0.006	0.008	0.009	0.012	0.058	0.042	0.099
22.00	0.000	0.011	0.004	0.004	0.005	0.006	0.008	0.039	0.042	0.080
23.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.003	0.004	0.006	0.026	0.042	0.068
24.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.018	0.042	0.059

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.54 Hidrograf Banjir Rancangan Metode Gama I dengan Kala Ulang 1000 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 74.37	R_2 19.33	R_3 13.56	R_4 10.80	R_5 9.12	R_6 7.97	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.124	9.197	0.000					9.197	0.042	9.238
2.00	0.247	18.393	2.390	0.000				20.784	0.042	20.825
2.55	0.316	23.466	4.781	1.677	0.000			29.923	0.042	29.965
3.00	0.265	19.673	6.099	3.354	1.335	0.000		30.461	0.042	30.502
4.00	0.179	13.278	5.113	4.278	2.670	1.127	0.000	26.467	0.042	26.508
5.00	0.120	8.962	3.451	3.587	3.406	2.255	0.985	22.646	0.042	22.687
6.00	0.081	6.048	2.329	2.421	2.856	2.876	1.971	18.501	0.042	18.543
7.00	0.055	4.082	1.572	1.634	1.927	2.411	2.514	14.141	0.042	14.183
8.00	0.037	2.755	1.061	1.103	1.301	1.628	2.108	9.955	0.042	9.997
9.00	0.025	1.860	0.716	0.744	0.878	1.098	1.423	6.719	0.042	6.761
10.00	0.017	1.255	0.483	0.502	0.593	0.741	0.960	4.535	0.042	4.576
11.00	0.011	0.847	0.326	0.339	0.400	0.500	0.648	3.061	0.042	3.102
12.00	0.008	0.572	0.220	0.229	0.270	0.338	0.437	2.066	0.042	2.107
13.00	0.005	0.386	0.149	0.154	0.182	0.228	0.295	1.394	0.042	1.436
14.00	0.004	0.260	0.100	0.104	0.123	0.154	0.199	0.941	0.042	0.983
15.00	0.002	0.176	0.068	0.070	0.083	0.104	0.134	0.635	0.042	0.677
16.00	0.002	0.119	0.046	0.047	0.056	0.070	0.091	0.429	0.042	0.470
17.00	0.001	0.080	0.031	0.032	0.038	0.047	0.061	0.289	0.042	0.331
18.00	0.001	0.054	0.021	0.022	0.026	0.032	0.041	0.195	0.042	0.237
19.00	0.000	0.036	0.014	0.015	0.017	0.022	0.028	0.132	0.042	0.173
20.00	0.000	0.025	0.009	0.010	0.012	0.015	0.019	0.089	0.042	0.131
21.00	0.000	0.017	0.006	0.007	0.008	0.010	0.013	0.060	0.042	0.102
22.00	0.000	0.011	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.041	0.042	0.082
23.00	0.000	0.008	0.003	0.003	0.004	0.004	0.006	0.027	0.042	0.069
24.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.018	0.042	0.060

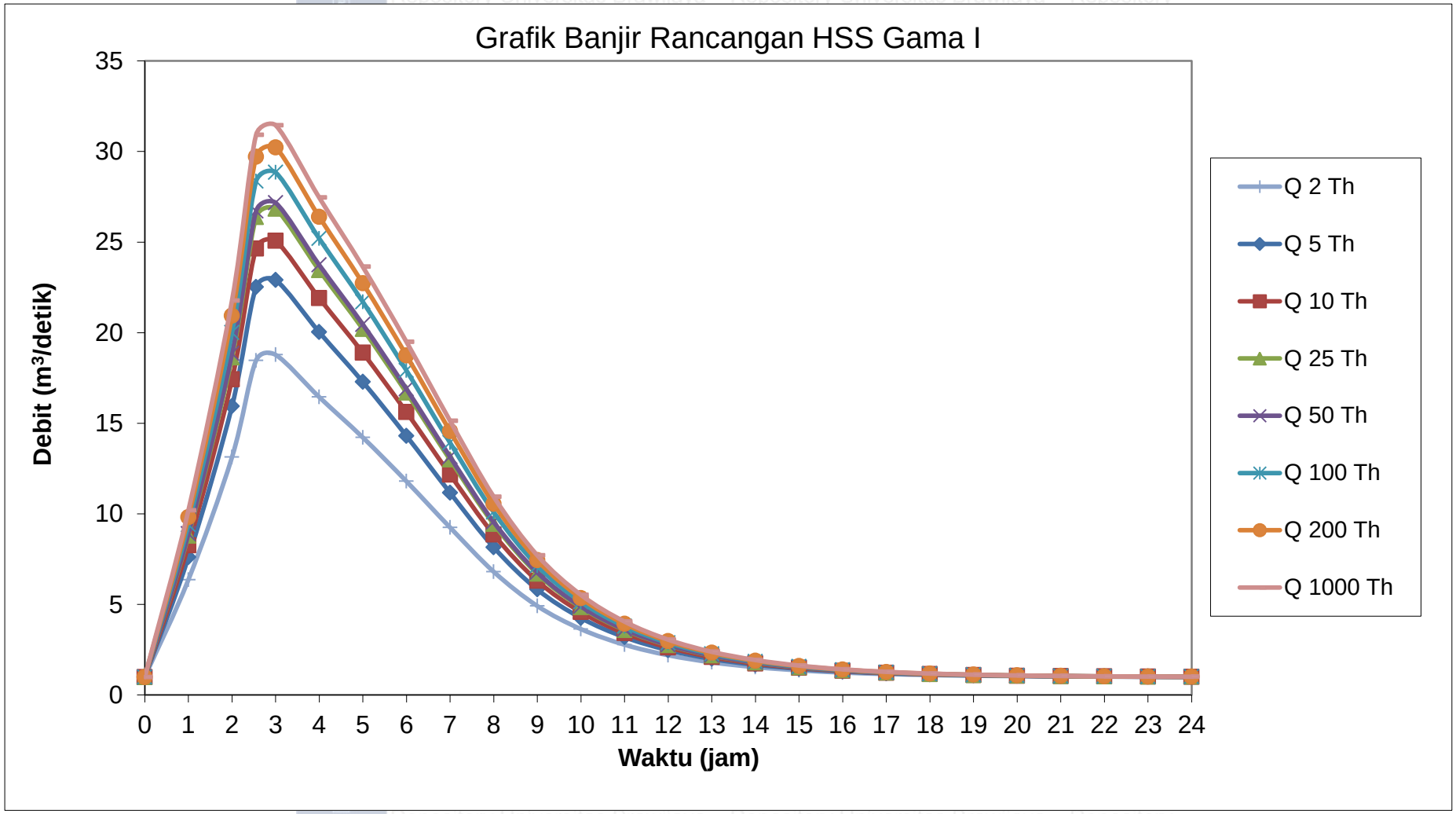
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.55 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Gama I

Waktu (t)	Debit Banjir (m^3/dt)							
(jam)	$Q_{2\ Th}$	$Q\ 5_{\ Th}$	$Q\ 10_{\ Th}$	$Q\ 25_{\ Th}$	$Q\ 50_{Th}$	Q 100 Th	Q 200 Th	Q 1000 Th
0.000	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
1.000	5.412	6.658	7.310	7.844	7.946	8.452	8.868	9.238
2.000	12.179	14.994	16.469	17.675	17.904	19.049	19.987	20.825
2.552	17.516	21.569	23.692	25.430	25.759	27.408	28.759	29.965
3.000	17.830	21.956	24.117	25.885	26.221	27.899	29.274	30.502
4.000	15.498	19.083	20.960	22.497	22.788	24.247	25.441	26.508
5.000	13.266	16.334	17.940	19.255	19.504	20.752	21.774	22.687
6.000	10.846	13.352	14.665	15.739	15.942	16.962	17.797	18.543
7.000	8.300	10.215	11.219	12.039	12.195	12.974	13.613	14.183
8.000	5.855	7.204	7.910	8.488	8.598	9.146	9.595	9.997
9.000	3.965	4.875	5.352	5.742	5.816	6.186	6.490	6.761
10.000	2.690	3.304	3.626	3.889	3.939	4.189	4.394	4.576
11.000	1.829	2.244	2.461	2.638	2.672	2.841	2.979	3.102
12.000	1.248	1.528	1.674	1.794	1.817	1.931	2.024	2.107
13.000	0.856	1.045	1.144	1.225	1.240	1.317	1.380	1.436
14.000	0.591	0.719	0.785	0.840	0.850	0.902	0.945	0.983
15.000	0.412	0.499	0.544	0.580	0.587	0.622	0.651	0.677
16.000	0.292	0.350	0.380	0.405	0.410	0.434	0.453	0.470
17.000	0.211	0.250	0.270	0.287	0.290	0.306	0.319	0.331
18.000	0.156	0.182	0.196	0.207	0.209	0.220	0.229	0.237
19.000	0.119	0.136	0.146	0.153	0.155	0.162	0.168	0.173
20.000	0.094	0.106	0.112	0.117	0.118	0.123	0.127	0.131
21.000	0.077	0.085	0.089	0.093	0.093	0.097	0.099	0.102
22.000	0.065	0.071	0.074	0.076	0.076	0.079	0.080	0.082
23.000	0.058	0.061	0.063	0.065	0.065	0.067	0.068	0.069
24.000	0.052	0.055	0.056	0.057	0.057	0.058	0.059	0.060
Maksimum	**17.830**	**21.956**	**24.117**	**25.885**	**26.221**	**27.899**	**29.274**	**30.502**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.6 Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.1.9.4. Hidrograf Satuan Sintetik ITB I

1. Karakteristik DAS dan Hujan
   - Luas DAS (A) = 1,8 Km^2
   - Panjang Sungai Utama (L) = 2,62 Km
   - Tinggi Hujan Satuan (R) = 1 mm
   - Durasi Hujan Satuan (Tr) = 1 Jam
2. Perhitungan Waktu Puncak (Tp) dan Waktu Dasar (Tb)
   - Koefisien Waktu (Ct) = 1
   - Time Lag (tp) = Ct . 0,81225 $L^{0,6}$
     = 1. 0,81225 .$2.62^{0,6}$
     = 1,448 Jam
   - Waktu Puncak (Tp) = tp + 0,5 .Tr
     = 1,448 + 0,5.1
     = 1,948 Jam
   - Waktu Dasar (Tb) = 20. Tp
     = 20. 1,948
     = 38,953 Jam

   Tb/Tp = 38,953/1,849
   = 20 (Tetap)
3. Debit Puncak (Qp)
   - Cp. Koefisien Puncak (Cp) = 1
   - Alpha = 2
   - Luas HSS (A_{Hss}) = 1,8473
   - Kp = $1/(3,6A_{Hss})$
     = 1/ 3,6 . 1,8473
     = 0,1504 $m^3/dt/km^2/mm$
   - Qp = Kp . A/Tp
     = 0,1504 . 1,8/1,849
     = 0,1390 m^3/dt
   - Volume Hujan = 1000.R.A
     = 1000.1.1,8
     = 1,8 m^3

Berikut ini akan ditabelkan perhitungan HSS ITB 1, pada Tabel 4.53 sebagai berikut :

Tabel 4.56 Perhitungan HSS ITB 1

T (jam)	HSS Tak berdimensi			HSS berdimensi	
	t=T/Tp	q=Q/Qp	A_{HSS}	Q=q×Qp	V(m^3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.00	0.5134	0.6976	0.1791	0.0969	174.4986
1.95	1.0000	1.0000	0.4130	0.1390	402.4264
2.00	1.0269	0.9993	0.0269	0.1389	26.1697
3.00	1.5403	0.8052	0.4632	0.1119	451.3942
4.00	2.0537	0.5127	0.3383	0.0712	329.6636
5.00	2.5672	0.2869	0.2053	0.0399	200.0003
6.00	3.0806	0.1479	0.1116	0.0206	108.7669
7.00	3.5940	0.0721	0.0565	0.0100	55.0459
8.00	4.1075	0.0337	0.0272	0.0047	26.4770
9.00	4.6209	0.0153	0.0126	0.0021	12.2624
10.00	5.1343	0.0068	0.0057	0.0009	5.5155
11.00	5.6478	0.0029	0.0025	0.0004	2.4237
12.00	6.1612	0.0012	0.0011	0.0002	1.0450
13.00	6.6746	0.0005	0.0005	0.0001	0.4436
14.00	7.1881	0.0002	0.0002	0.0000	0.1858
15.00	7.7015	0.0001	0.0001	0.0000	0.0769
16.00	8.2149	0.0000	0.0000	0.0000	0.0315
17.00	8.7284	0.0000	0.0000	0.0000	0.0128
18.00	9.2418	0.0000	0.0000	0.0000	0.0052
19.00	9.7552	0.0000	0.0000	0.0000	0.0021
20.00	10.2687	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008
21.00	10.7821	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003
22.00	11.2955	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
23.00	11.8090	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
24.00	12.3224	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
		AH_{ss}	**1.836**	**VH_{ss}(m^3)**	**1796**
		Selisih	**-0,196%**	**DRO (mm)**	**0,998**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Contoh Perhitungan : Pada jam ke 1

T = 1 Jam

t = T/Tp

= 1/1,948

= 0,5134

q (t) $= exp\left(2 - t - \frac{1}{t}\right)^{aCp}$

= 0,6976

AH_{ss} = 0,5 x (t-t sebelumnya) x (q - q sebelumnya)

= 0,5 x (0,5134-0) x (0,6976-0)

= 0,1791

Q = q.Qp

= 0,6976.0,1390

= 0,0969

V = 0,5 x 3600 x (t-tsebelumnya)x(Q-Qsebelumnya)

= 0,5 x 3600 x (1-0) x (0,0969-0)

= 174,4986 m^3

Kontrol :

1. Jika selisih jumlah volume HSS dengan Volume Hujan < 5%, maka perhitungan dapat diterima.

   1796 - 1800/1800 = 0,02 (Sesuai).

2. Jika selisih DRO <5 %, maka perhitungan dapat diterima.

   (0,988-1)/100 = 0,00002 (Sesuai).

Berikut ini akan ditabelkan tabel unit hidrograf, pada Tabel 4.57 :

Tabel 4.57 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Metode ITB 1

Waktu t	Q	ratio	Waktu t	Q	V
0.000	0.000	0.097	0.000	0.000	0.000
1.000	0.097	0.044	1.000	0.097	174.499
1.948	0.139	-0.002	2.000	0.139	424.470
2.000	0.139	-0.027	3.000	0.112	451.394
3.000	0.112	-0.041	4.000	0.071	329.664
4.000	0.071	-0.031	5.000	0.040	200.000
5.000	0.040	-0.019	6.000	0.021	108.767
6.000	0.021	-0.011	7.000	0.010	55.046
7.000	0.010	-0.005	8.000	0.005	26.477
8.000	0.005	-0.003	9.000	0.002	12.262
9.000	0.002	-0.001	10.000	0.001	5.515
10.000	0.001	-0.001	11.000	0.000	2.424
11.000	0.000	0.000	12.000	0.000	1.045
12.000	0.000	0.000	13.000	0.000	0.444
13.000	0.000	0.000	14.000	0.000	0.186
14.000	0.000	0.000	15.000	0.000	0.077
15.000	0.000	0.000	16.000	0.000	0.032
16.000	0.000	0.000	17.000	0.000	0.013
17.000	0.000	0.000	18.000	0.000	0.005

Waktu t	Q	ratio	Waktu t	Q	V
18.000	0.000	0.000	19.000	0.000	0.002
19.000	0.000	0.000	20.000	0.000	0.001
20.000	0.000	0.000	21.000	0.000	0.000
21.000	0.000	0.000	22.000	0.000	0.000
22.000	0.000	0.000	23.000	0.000	0.000
23.000	0.000	0.000	24.000	0.000	0.000
24.000	0.000	0.000	25.000	0.000	0.000

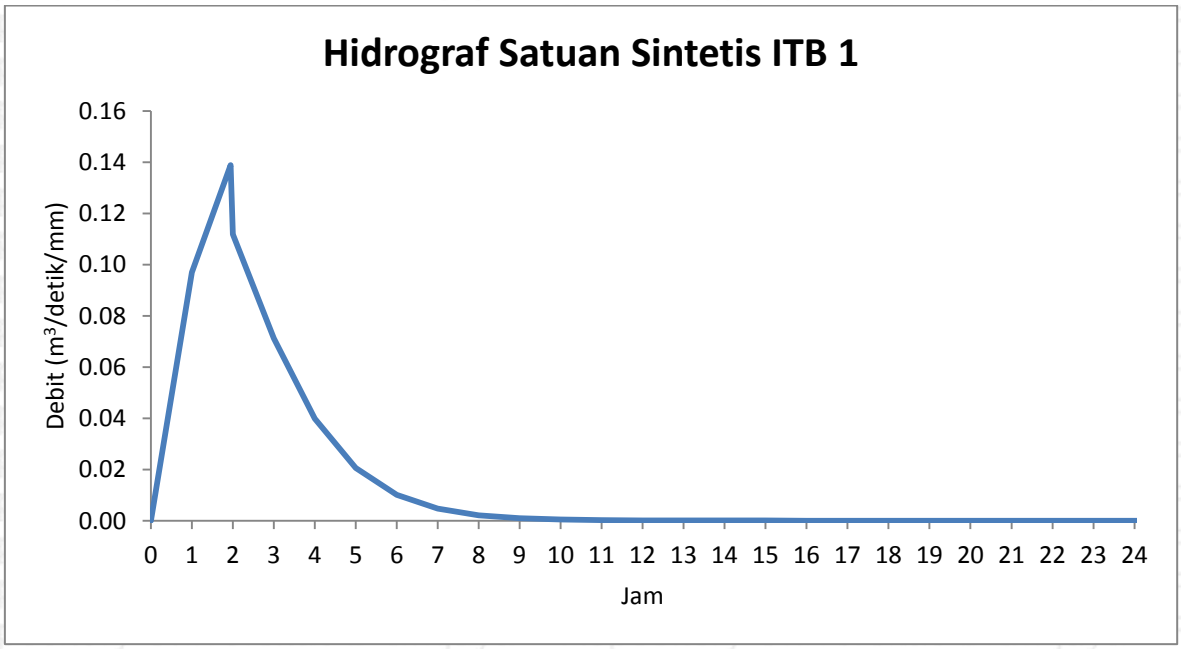
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

$$\text{Hujan Efektif} = \frac{\text{Volume Hidrograf (m3)}}{\text{Luas Das (km2)}}$$

$$= \frac{1792{,}322}{1{,}8 \times 1000000}$$

$$= 0{,}000996 \text{ m}$$

$$= 1 \text{ mm}$$



Gambar 4.7 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik ITB 1

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,200, dan 1000 tahun metode HSS ITB 1 ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.58 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 2 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 43.43	R_2 11.29	R_3 7.92	R_4 6.30	R_5 5.32	R_6 4.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	4.210	0.000					4.210	0.042	4.252
1.95	0.139	6.031	1.094	0.000				7.126	0.042	7.167
2.00	0.112	4.860	1.568	0.768	0.000			7.195	0.042	7.237
3.00	0.071	3.094	1.263	1.100	0.611	0.000		6.068	0.042	6.110
4.00	0.040	1.731	0.804	0.886	0.875	0.516	0.000	4.813	0.042	4.855
5.00	0.021	0.893	0.450	0.564	0.705	0.739	0.451	3.803	0.042	3.845
6.00	0.010	0.435	0.232	0.316	0.449	0.596	0.646	2.674	0.042	2.716
7.00	0.005	0.204	0.113	0.163	0.251	0.379	0.521	1.631	0.042	1.672
8.00	0.002	0.092	0.053	0.079	0.130	0.212	0.332	0.898	0.042	0.940
9.00	0.001	0.041	0.024	0.037	0.063	0.109	0.186	0.460	0.042	0.502
10.00	0.000	0.018	0.011	0.017	0.030	0.053	0.096	0.224	0.042	0.265
11.00	0.000	0.008	0.005	0.007	0.013	0.025	0.047	0.105	0.042	0.146
12.00	0.000	0.003	0.002	0.003	0.006	0.011	0.022	0.047	0.042	0.089
13.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.003	0.005	0.010	0.021	0.042	0.063
14.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.004	0.009	0.042	0.051
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.042	0.045
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.043
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.59 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 5 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	Debit	Base	Total
		53.50	13.91	9.76	7.77	6.56	5.73	Banjir	Flow	Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	5.187	0.000					5.187	0.042	5.229
1.95	0.139	7.430	1.348	0.000				8.779	0.042	8.820
2.00	0.112	5.987	1.931	0.946	0.000			8.864	0.042	8.906
3.00	0.071	3.812	1.556	1.355	0.753	0.000		7.476	0.042	7.517
4.00	0.040	2.133	0.991	1.092	1.079	0.636	0.000	5.930	0.042	5.971
5.00	0.021	1.100	0.554	0.695	0.869	0.911	0.556	4.685	0.042	4.727
6.00	0.010	0.536	0.286	0.389	0.553	0.734	0.796	3.294	0.042	3.336
7.00	0.005	0.251	0.139	0.201	0.310	0.467	0.642	2.009	0.042	2.051
8.00	0.002	0.114	0.065	0.098	0.160	0.261	0.408	1.106	0.042	1.148
9.00	0.001	0.050	0.030	0.046	0.078	0.135	0.229	0.567	0.042	0.608
10.00	0.000	0.022	0.013	0.021	0.036	0.066	0.118	0.276	0.042	0.317
11.00	0.000	0.009	0.006	0.009	0.017	0.031	0.057	0.129	0.042	0.170
12.00	0.000	0.004	0.002	0.004	0.007	0.014	0.027	0.058	0.042	0.100
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.003	0.006	0.012	0.026	0.042	0.067
14.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.003	0.005	0.011	0.042	0.053
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.005	0.042	0.046
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.60 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 10 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 58.78	R_2 15.28	R_3 10.72	R_4 8.53	R_5 7.21	R_6 6.30	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	5.698	0.000					5.698	0.042	5.740
1.95	0.139	8.163	1.481	0.000				9.644	0.042	9.686
2.00	0.112	6.578	2.122	1.039	0.000			9.738	0.042	9.780
3.00	0.071	4.188	1.710	1.488	0.827	0.000		8.213	0.042	8.255
4.00	0.040	2.343	1.089	1.199	1.185	0.698	0.000	6.515	0.042	6.556
5.00	0.021	1.209	0.609	0.764	0.955	1.001	0.611	5.147	0.042	5.189
6.00	0.010	0.589	0.314	0.427	0.608	0.806	0.875	3.619	0.042	3.661
7.00	0.005	0.276	0.153	0.220	0.340	0.513	0.705	2.207	0.042	2.249
8.00	0.002	0.125	0.072	0.107	0.175	0.287	0.449	1.215	0.042	1.257
9.00	0.001	0.055	0.032	0.050	0.086	0.148	0.251	0.623	0.042	0.664
10.00	0.000	0.024	0.014	0.023	0.040	0.072	0.129	0.303	0.042	0.344
11.00	0.000	0.010	0.006	0.010	0.018	0.034	0.063	0.142	0.042	0.183
12.00	0.000	0.004	0.003	0.004	0.008	0.015	0.030	0.064	0.042	0.106
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.003	0.007	0.013	0.028	0.042	0.070
14.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.012	0.042	0.054
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.005	0.042	0.047
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.61 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 25 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.10	R_2 16.40	R_3 11.50	R_4 9.16	R_5 7.73	R_6 6.76	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	6.117	0.000					6.117	0.042	6.159
1.95	0.139	8.763	1.590	0.000				10.353	0.042	10.394
2.00	0.112	7.061	2.278	1.115	0.000			10.454	0.042	10.495
3.00	0.071	4.495	1.835	1.598	0.888	0.000		8.816	0.042	8.858
4.00	0.040	2.516	1.168	1.287	1.272	0.750	0.000	6.993	0.042	7.035
5.00	0.021	1.297	0.654	0.820	1.025	1.074	0.655	5.525	0.042	5.567
6.00	0.010	0.632	0.337	0.459	0.653	0.865	0.939	3.885	0.042	3.927
7.00	0.005	0.296	0.164	0.237	0.365	0.551	0.757	2.369	0.042	2.411
8.00	0.002	0.134	0.077	0.115	0.188	0.308	0.482	1.305	0.042	1.346
9.00	0.001	0.059	0.035	0.054	0.092	0.159	0.270	0.668	0.042	0.710
10.00	0.000	0.026	0.015	0.024	0.043	0.078	0.139	0.325	0.042	0.367
11.00	0.000	0.011	0.007	0.011	0.019	0.036	0.068	0.152	0.042	0.194
12.00	0.000	0.005	0.003	0.005	0.009	0.016	0.032	0.069	0.042	0.110
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.004	0.007	0.014	0.030	0.042	0.072
14.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.002	0.003	0.006	0.013	0.042	0.055
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.042	0.047
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
25.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.62 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 50 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.92	R_2 16.61	R_3 11.65	R_4 9.28	R_5 7.83	R_6 6.85	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	6.196	0.000					6.196	0.042	6.238
1.95	0.139	8.876	1.611	0.000				10.487	0.042	10.529
2.00	0.112	7.153	2.307	1.130	0.000			10.589	0.042	10.631
3.00	0.071	4.554	1.859	1.618	0.899	0.000		8.931	0.042	8.972
4.00	0.040	2.548	1.184	1.304	1.288	0.760	0.000	7.084	0.042	7.125
5.00	0.021	1.314	0.662	0.830	1.038	1.088	0.664	5.597	0.042	5.638
6.00	0.010	0.641	0.342	0.465	0.661	0.877	0.951	3.936	0.042	3.977
7.00	0.005	0.300	0.166	0.240	0.370	0.558	0.766	2.400	0.042	2.442
8.00	0.002	0.136	0.078	0.117	0.191	0.312	0.488	1.321	0.042	1.363
9.00	0.001	0.060	0.035	0.055	0.093	0.161	0.273	0.677	0.042	0.719
10.00	0.000	0.026	0.016	0.025	0.043	0.079	0.141	0.329	0.042	0.371
11.00	0.000	0.011	0.007	0.011	0.020	0.037	0.069	0.154	0.042	0.195
12.00	0.000	0.005	0.003	0.005	0.009	0.017	0.032	0.070	0.042	0.111
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.004	0.007	0.015	0.031	0.042	0.072
14.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.006	0.013	0.042	0.055
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.042	0.047
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.63 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 100 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 68.02	R_2 17.68	R_3 12.40	R_4 9.87	R_5 8.34	R_6 7.29	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	6.594	0.000					6.594	0.042	6.635
1.95	0.139	9.445	1.714	0.000				11.159	0.042	11.201
2.00	0.112	7.611	2.455	1.202	0.000			11.268	0.042	11.310
3.00	0.071	4.846	1.978	1.722	0.957	0.000		9.503	0.042	9.545
4.00	0.040	2.712	1.260	1.388	1.371	0.808	0.000	7.538	0.042	7.580
5.00	0.021	1.398	0.705	0.884	1.105	1.158	0.706	5.956	0.042	5.997
6.00	0.010	0.682	0.363	0.494	0.703	0.933	1.012	4.188	0.042	4.229
7.00	0.005	0.319	0.177	0.255	0.394	0.594	0.815	2.554	0.042	2.596
8.00	0.002	0.145	0.083	0.124	0.203	0.332	0.519	1.406	0.042	1.448
9.00	0.001	0.064	0.038	0.058	0.099	0.171	0.291	0.720	0.042	0.762
10.00	0.000	0.028	0.017	0.026	0.046	0.084	0.150	0.350	0.042	0.392
11.00	0.000	0.012	0.007	0.012	0.021	0.039	0.073	0.164	0.042	0.205
12.00	0.000	0.005	0.003	0.005	0.009	0.018	0.034	0.074	0.042	0.116
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.004	0.008	0.015	0.033	0.042	0.074
14.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.007	0.014	0.042	0.056
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.042	0.048
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.64 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 200 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 71.37	R_2 18.55	R_3 13.01	R_4 10.36	R_5 8.75	R_6 7.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	6.919	0.000					6.919	0.042	6.961
1.95	0.139	9.912	1.798	0.000				11.710	0.042	11.752
2.00	0.112	7.987	2.576	1.262	0.000			11.825	0.042	11.866
3.00	0.071	5.085	2.076	1.807	1.004	0.000		9.972	0.042	10.014
4.00	0.040	2.845	1.322	1.456	1.439	0.848	0.000	7.910	0.042	7.952
5.00	0.021	1.467	0.740	0.927	1.159	1.215	0.741	6.250	0.042	6.291
6.00	0.010	0.715	0.381	0.519	0.738	0.979	1.062	4.395	0.042	4.436
7.00	0.005	0.335	0.186	0.268	0.413	0.623	0.856	2.680	0.042	2.722
8.00	0.002	0.152	0.087	0.130	0.213	0.349	0.545	1.476	0.042	1.517
9.00	0.001	0.067	0.039	0.061	0.104	0.180	0.305	0.756	0.042	0.798
10.00	0.000	0.029	0.017	0.028	0.049	0.088	0.157	0.368	0.042	0.409
11.00	0.000	0.012	0.008	0.012	0.022	0.041	0.077	0.172	0.042	0.213
12.00	0.000	0.005	0.003	0.005	0.010	0.019	0.036	0.078	0.042	0.119
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.004	0.008	0.016	0.034	0.042	0.076
14.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.015	0.042	0.057
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.006	0.042	0.048
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.65 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 1 dengan Kala Ulang 1000 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 74.37	R_2 19.33	R_3 13.56	R_4 10.80	R_5 9.12	R_6 7.97	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.097	7.210	0.000					7.210	0.042	7.251
1.95	0.139	10.328	1.874	0.000				12.202	0.042	12.244
2.00	0.112	8.322	2.684	1.315	0.000			12.321	0.042	12.363
3.00	0.071	5.299	2.163	1.883	1.047	0.000		10.391	0.042	10.433
4.00	0.040	2.965	1.377	1.517	1.499	0.884	0.000	8.242	0.042	8.284
5.00	0.021	1.529	0.771	0.966	1.208	1.266	0.772	6.512	0.042	6.554
6.00	0.010	0.745	0.397	0.541	0.769	1.020	1.107	4.579	0.042	4.621
7.00	0.005	0.349	0.194	0.279	0.430	0.649	0.892	2.793	0.042	2.834
8.00	0.002	0.158	0.091	0.136	0.222	0.363	0.568	1.538	0.042	1.579
9.00	0.001	0.070	0.041	0.064	0.108	0.187	0.318	0.788	0.042	0.829
10.00	0.000	0.030	0.018	0.029	0.051	0.091	0.164	0.383	0.042	0.425
11.00	0.000	0.013	0.008	0.013	0.023	0.043	0.080	0.179	0.042	0.221
12.00	0.000	0.005	0.003	0.006	0.010	0.019	0.037	0.081	0.042	0.123
13.00	0.000	0.002	0.001	0.002	0.004	0.009	0.017	0.036	0.042	0.078
14.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.004	0.007	0.016	0.042	0.057
15.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.007	0.042	0.048
16.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.044
17.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.042	0.043
18.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
19.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
20.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

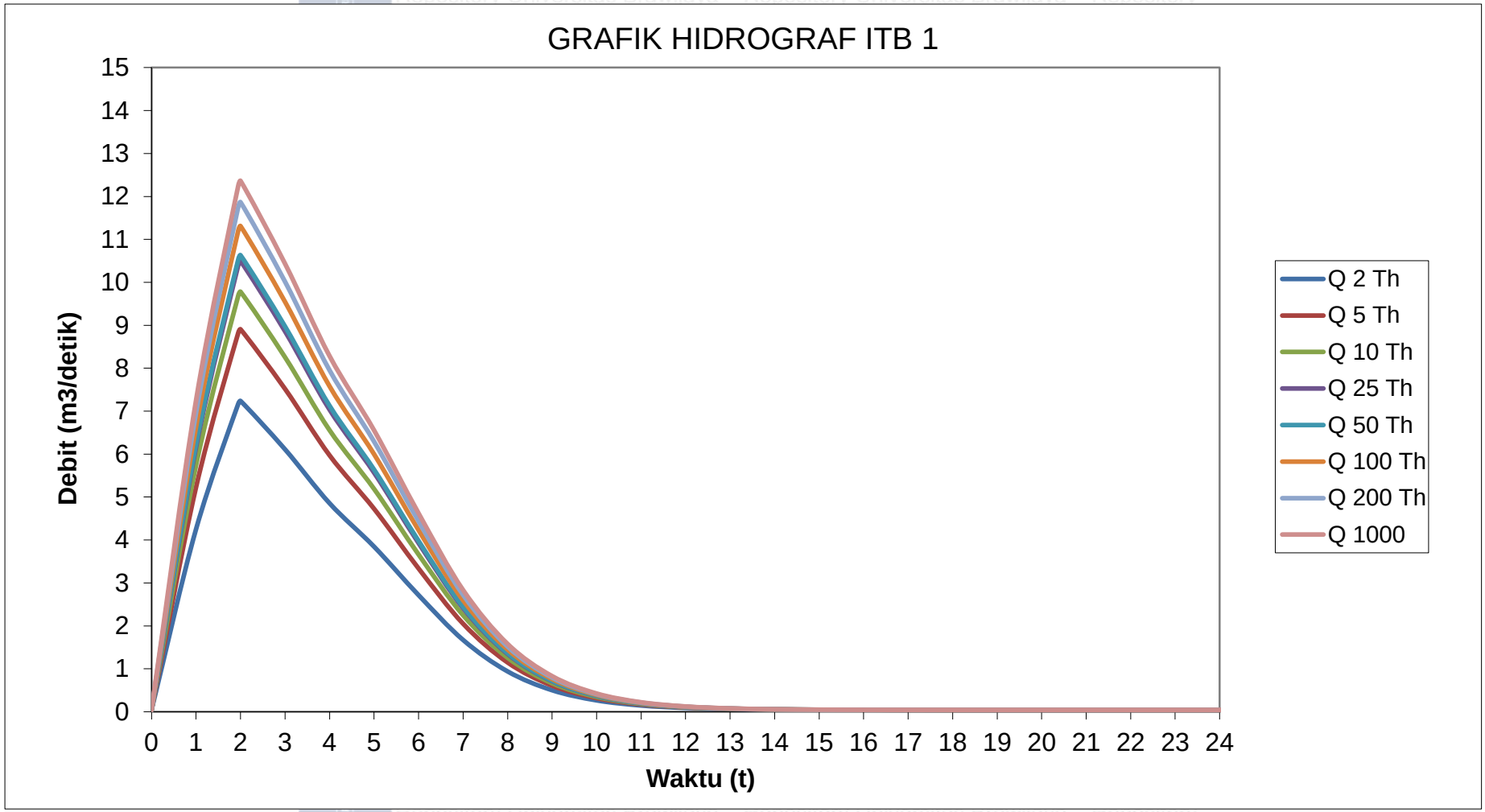
Tabel 4.66 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode ITB 1

Waktu (t)	Debit Banjir (m^3/dt)							
(jam)	Q 2 Th	Q 5 Th	Q 10 Th	Q 25 Th	Q 50 Th	Q 100 Th	Q 200 Th	Q 1000 Th
0.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
1.00	4.252	5.229	5.740	6.159	6.238	6.635	6.961	7.251
1.95	7.167	8.820	9.686	10.394	10.529	11.201	11.752	12.244
2.00	7.237	8.906	9.780	10.495	10.631	11.310	11.866	12.363
3.00	6.110	7.517	8.255	8.858	8.972	9.545	10.014	10.433
4.00	4.855	5.971	6.556	7.035	7.125	7.580	7.952	8.284
5.00	3.845	4.727	5.189	5.567	5.638	5.997	6.291	6.554
6.00	2.716	3.336	3.661	3.927	3.977	4.229	4.436	4.621
7.00	1.672	2.051	2.249	2.411	2.442	2.596	2.722	2.834
8.00	0.940	1.148	1.257	1.346	1.363	1.448	1.517	1.579
9.00	0.502	0.608	0.664	0.710	0.719	0.762	0.798	0.829
10.00	0.265	0.317	0.344	0.367	0.371	0.392	0.409	0.425
11.00	0.146	0.170	0.183	0.194	0.195	0.205	0.213	0.221
12.00	0.089	0.100	0.106	0.110	0.111	0.116	0.119	0.123
13.00	0.063	0.067	0.070	0.072	0.072	0.074	0.076	0.078
14.00	0.051	0.053	0.054	0.055	0.055	0.056	0.057	0.057
15.00	0.045	0.046	0.047	0.047	0.047	0.048	0.048	0.048
16.00	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
17.00	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
18.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
19.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
20.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
21.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
22.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
23.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
24.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
Maksimum	**7.237**	**8.906**	**9.780**	**10.495**	**10.631**	**11.310**	**11.866**	**12.363**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.8 Hidrograf Satuan Sintetik ITB 1

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.1.8.5 Hidrograf Satuan Sintetik ITB 2

1. Karakteristik DAS dan Hujan
   - Luas DAS (A) = 1,8 Km^2
   - Panjang Sungai Utama (L) = 2,62 Km
   - Tinggi Hujan Satuan (R) = 1 mm
   - Durasi Hujan Satuan (Tr) = 1 Jam
2. Perhitungan Waktu Puncak (Tp) dan Waktu Dasar (Tb)
   - Koefisien Waktu (Ct) = 2
   - Time Lag (tp) = Ct x (0,0394 x L + 0,201 x $L^{0,5}$)
     = 2 x (0,0394 x 1,8 + 0,201 x $1,8^{0,5}$)
     = 0,857 Jam
   - Waktu Puncak (Tp) =1,6 x tp
     = 1,6 + 0,857
     = 1,371 Jam
   - Waktu Dasar (Tb) = 20. Tp
     = 20. 1,371
     = 27,429 Jam

     Tb/Tp = 27,429/1,371
     = 20

4. Debit Puncak (Qp)
   - Cp. Koefisien Puncak (Cp) = 1
   - Alpha = 1,5
   - Betha = 0,9
   - Luas HSS (A_{Hss}) = 1,628
   - Kp = 1/(3,6A_{Hss})
     = 1/ 3,6 . 1,628
     = 0,1706 $m^3/dt/km^2/mm$
   - Qp = Kp . A/Tp
     = 0,1706 . 1,8/1,371
     = 0,2239 m^3/dt
   - Volume Hujan = 1000.R.A
     = 1000.1.1,8
     = 1,8 m^3

Berikut ini akan ditabelkan perhitungan HSS ITB 1, pada Tabel 4.67 sebagai berikut :

Tabel 4.67 Perhitungan HSS ITB 2

T (jam)	HSS Tak berdimensi			HSS berdimensi	
	t=T/Tp	q=Q/Qp	A_{HSS}	Q=q×Qp	V(m^3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0.00	0.00000	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
1.00	0.72916	0.46857	0.1708	0.10494	188.884
1.37	1.00000	1.00000	0.1989	0.22395	219.889
2.00	1.45832	0.68161	0.3854	0.15265	426.082
3.00	2.18748	0.38273	0.3880	0.08571	429.043
4.00	2.91664	0.22075	0.2200	0.04944	243.265
5.00	3.64580	0.12978	0.1278	0.02906	141.302
6.00	4.37496	0.07744	0.0755	0.01734	83.533
7.00	5.10413	0.04676	0.0453	0.01047	50.066
8.00	5.83329	0.02852	0.0274	0.00639	30.348
9.00	6.56245	0.01755	0.0168	0.00393	18.571
10.00	7.29161	0.01088	0.0104	0.00244	11.458
11.00	8.02077	0.00679	0.0064	0.00152	7.120
12.00	8.74993	0.00426	0.0040	0.00095	4.453
13.00	9.47909	0.00269	0.0025	0.00060	2.801
14.00	10.20825	0.00171	0.0016	0.00038	1.771
15.00	10.93741	0.00109	0.0010	0.00024	1.126
16.00	11.66657	0.00070	0.0006	0.00016	0.718
17.00	12.39573	0.00045	0.0004	0.00010	0.460
18.00	13.12489	0.00029	0.0003	0.00006	0.296
19.00	13.85405	0.00019	0.0002	0.00004	0.191
20.00	14.58321	0.00012	0.0001	0.00003	0.124
21.00	15.31238	0.00008	0.0001	0.00002	0.080
22.00	16.04154	0.00005	0.0000	0.00001	0.052
23.00	16.77070	0.00003	0.0000	0.00001	0.034
24.00	17.49986	0.00002	0.0000	0.00000	0.022
25.00	18.22902	0.00001	0.0000	0.00000	0.015
26.00	18.95818	0.00001	0.0000	0.00000	0.010
27.00	19.68734	0.00001	0.0000	0.00000	0.006
28.00	20.41650	0.00000	0.0000	0.00000	0.003
29.00	21.14566	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
30.00	21.87482	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
31.00	22.60398	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
32.00	23.33314	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
33.00	24.06230	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
34.00	24.79146	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
35.00	25.52063	0.00000	0.0000	0.00000	0.000

T (jam)	HSS Tak berdimensi			HSS berdimensi	
	t=T/Tp	q=Q/Qp	A_{HSS}	Q=q×Qp	V(m^3)
36.00	26.24979	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
37.00	26.97895	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
38.00	27.70811	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
39.00	28.43727	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
40.00	29.16643	0.00000	0.0000	0.00000	0.000
		AH_{ss}	**1.6838**	**$VH_{ss}(m^3)$**	**1862**
		Selisih	**3,429%**	**DRO (mm)**	**1.034**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Contoh Perhitungan : Pada jam ke 1

T = 1 Jam

t = T/Tp

= 1/1,371

= 0,729

HSS ITB 2 memiliki persamaan lengkung naik dan lengkung turun yang dinyatakan dengan dua persamaan yang berbeda yaitu

Lengkung Naik ($0 \leq t \leq 1$) :

$q(t) = t^{\alpha}$

Lengkung Turun ($t > 1$ s/d ∞) :

$q(t) = \exp\{1 - t^{\beta Cp}\}$

AH_{ss} = 0,5 x (t-t sebelumnya) x (q - q sebelumnya)

= 0,5 x (0,729-0) x (0,468-0)

= 0,1708

Q = q.Qp

= 0,468.0,2239

= 0,1049

V = 0,5 x 3600 x (t-tsebelumnya)x(Q-Qsebelumnya)

= 0,5 x 3600 x (1-0) x (0,1049-0)

= 188,884 m^3

Kontrol :

1. Jika selisih jumlah volume HSS dengan Volume Hujan < 5%, maka perhitungan dapat diterima.

   1862 - 1800/1800 = 0,034 (Sesuai).

2. Jika selisih DRO <5 %, maka perhitungan dapat diterima.

   (1,034-1)/100 = 0,00034 (Sesuai).

Berikut ini akan ditabelkan tabel unit hidrograf, pada Tabel 4.68 :

Tabel 4.68 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Metode ITB 2

Waktu t	Q	ratio	Waktu t	Q	V
0.000	0.000	0.105	0.000	0.000	0.000
1.000	0.105	0.320	1.000	0.105	188.884
1.371	0.224	-0.113	2.000	0.153	463.647
2.000	0.153	-0.067	3.000	0.086	429.043
3.000	0.086	-0.036	4.000	0.049	243.265
4.000	0.049	-0.020	5.000	0.029	141.302
5.000	0.029	-0.012	6.000	0.017	83.533
6.000	0.017	-0.007	7.000	0.010	50.066
7.000	0.010	-0.004	8.000	0.006	30.348
8.000	0.006	-0.002	9.000	0.004	18.571
9.000	0.004	-0.001	10.000	0.002	11.458
10.000	0.002	-0.001	11.000	0.002	7.120
11.000	0.002	-0.001	12.000	0.001	4.453
12.000	0.001	0.000	13.000	0.001	2.801
13.000	0.001	0.000	14.000	0.000	1.771
14.000	0.000	0.000	15.000	0.000	1.126
15.000	0.000	0.000	16.000	0.000	0.718
16.000	0.000	0.000	17.000	0.000	0.460
17.000	0.000	0.000	18.000	0.000	0.296
18.000	0.000	0.000	19.000	0.000	0.191
19.000	0.000	0.000	20.000	0.000	0.124
20.000	0.000	0.000	21.000	0.000	0.080
21.000	0.000	0.000	22.000	0.000	0.052
22.000	0.000	0.000	23.000	0.000	0.034
23.000	0.000	0.000	24.000	0.000	0.022
24.000	0.000	0.000	25.000	0.000	0.015
25.000	0.000	0.000	26.000	0.000	0.010
26.000	0.000	0.000	27.000	0.000	0.006
27.000	0.000	0.000	28.000	0.000	0.003
28.000	0.000	0.000	29.000	0.000	0.000
29.000	0.000	0.000	30.000	0.000	0.000
30.000	0.000	0.000	31.000	0.000	0.000
31.000	0.000	0.000	32.000	0.000	0.000
32.000	0.000	0.000	33.000	0.000	0.000
33.000	0.000	0.000	34.000	0.000	0.000
34.000	0.000	0.000	35.000	0.000	0.000
35.000	0.000	0.000	36.000	0.000	0.000
36.000	0.000	0.000	37.000	0.000	0.000
37.000	0.000	0.000	38.000	0.000	0.000
38.000	0.000	0.000	39.000	0.000	0.000

Waktu t	Q	ratio	Waktu t	Q	V
39.000	0.000	0.000	40.000	0.000	0.000
40.000	0.000	0.000	41.000	0.000	0.000

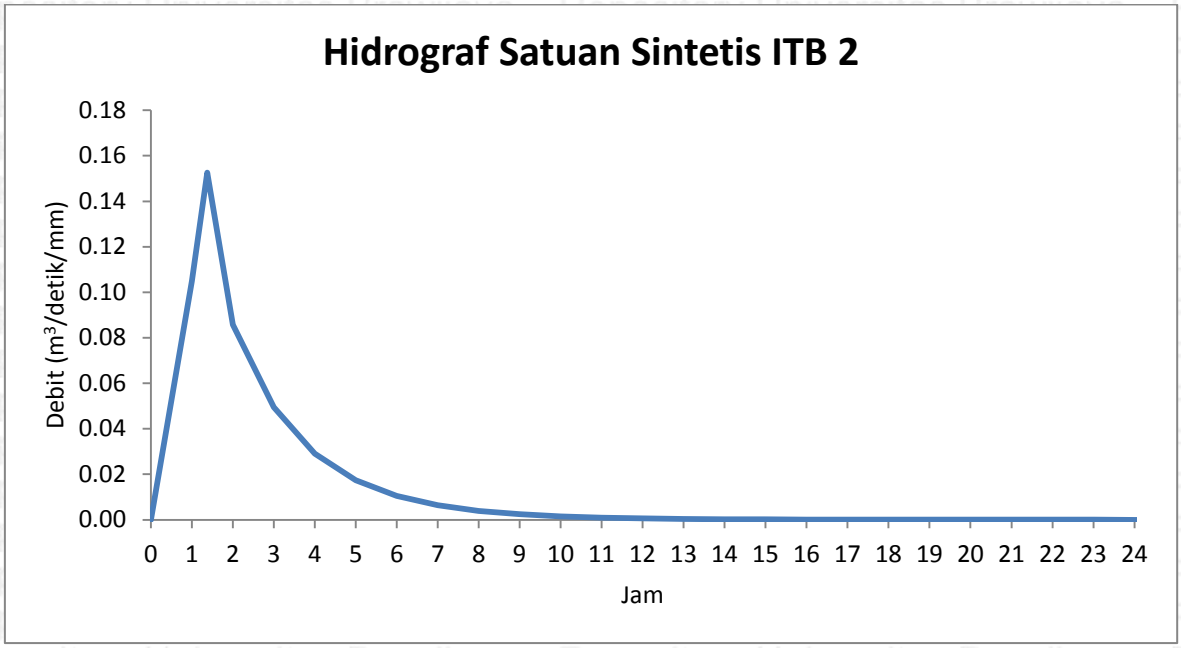
Sumber : Hasil Perhitungan,2016

$$\text{Hujan Efektif} = \frac{\text{Volume Hidrograf (m3)}}{\text{Luas Das (km2)}}$$

$$= \frac{1792{,}322}{1{,}8 \times 1000000}$$

$$= 0{,}000996 \text{ m}$$

$$= 1 \text{ mm}$$



Gambar 4.9 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik ITB 2

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,200, dan 1000 tahun metode HSS ITB 2 ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.69 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 2 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 43.43	R_2 11.29	R_3 7.92	R_4 6.30	R_5 5.32	R_6 4.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	4.557	0.000					4.557	0.042	4.599
1.37	0.153	6.630	1.185	0.000				7.814	0.042	7.856
2.00	0.086	3.723	1.723	0.831	0.000			6.277	0.042	6.318
3.00	0.049	2.147	0.968	1.209	0.662	0.000		4.985	0.042	5.027
4.00	0.029	1.262	0.558	0.679	0.962	0.559	0.000	4.020	0.042	4.062
5.00	0.017	0.753	0.328	0.391	0.540	0.813	0.488	3.314	0.042	3.356
6.00	0.010	0.455	0.196	0.230	0.312	0.456	0.710	2.359	0.042	2.401
7.00	0.006	0.277	0.118	0.137	0.183	0.263	0.399	1.378	0.042	1.420
8.00	0.004	0.171	0.072	0.083	0.109	0.155	0.230	0.820	0.042	0.861
9.00	0.002	0.106	0.044	0.051	0.066	0.092	0.135	0.494	0.042	0.536
10.00	0.002	0.066	0.027	0.031	0.040	0.056	0.081	0.301	0.042	0.343
11.00	0.001	0.041	0.017	0.019	0.025	0.034	0.049	0.185	0.042	0.227
12.00	0.001	0.026	0.011	0.012	0.015	0.021	0.030	0.115	0.042	0.157
13.00	0.000	0.017	0.007	0.008	0.010	0.013	0.018	0.072	0.042	0.113
14.00	0.000	0.011	0.004	0.005	0.006	0.008	0.011	0.045	0.042	0.087
15.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.028	0.042	0.070
16.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.018	0.042	0.060
17.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.012	0.042	0.053
18.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.007	0.042	0.049
19.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005	0.042	0.046
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.045
21.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.044
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.70 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 5 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 53.50	R_2 13.91	R_3 9.76	R_4 7.77	R_5 6.56	R_6 5.73	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	5.615	0.000					5.615	0.042	5.656
1.37	0.153	8.167	1.459	0.000				9.627	0.042	9.668
2.00	0.086	4.586	2.123	1.024	0.000			7.732	0.042	7.774
3.00	0.049	2.645	1.192	1.489	0.815	0.000		6.141	0.042	6.183
4.00	0.029	1.555	0.688	0.836	1.185	0.688	0.000	4.952	0.042	4.994
5.00	0.017	0.928	0.404	0.482	0.666	1.001	0.602	4.083	0.042	4.124
6.00	0.010	0.560	0.241	0.284	0.384	0.562	0.875	2.906	0.042	2.948
7.00	0.006	0.342	0.146	0.169	0.226	0.324	0.491	1.698	0.042	1.739
8.00	0.004	0.210	0.089	0.102	0.135	0.191	0.283	1.010	0.042	1.052
9.00	0.002	0.130	0.055	0.062	0.081	0.114	0.167	0.609	0.042	0.651
10.00	0.002	0.081	0.034	0.038	0.050	0.069	0.099	0.371	0.042	0.413
11.00	0.001	0.051	0.021	0.024	0.031	0.042	0.060	0.228	0.042	0.270
12.00	0.001	0.032	0.013	0.015	0.019	0.026	0.037	0.142	0.042	0.183
13.00	0.000	0.020	0.008	0.009	0.012	0.016	0.023	0.088	0.042	0.130
14.00	0.000	0.013	0.005	0.006	0.007	0.010	0.014	0.056	0.042	0.097
15.00	0.000	0.008	0.003	0.004	0.005	0.006	0.009	0.035	0.042	0.077
16.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005	0.022	0.042	0.064
17.00	0.000	0.003	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.014	0.042	0.056
18.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.009	0.042	0.051
19.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.006	0.042	0.047
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.004	0.042	0.045
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.044
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.043
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.71 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 10 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 58.78	R_2 15.28	R_3 10.72	R_4 8.53	R_5 7.21	R_6 6.30	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	6.168	0.000					6.168	0.042	6.210
1.37	0.153	8.973	1.603	0.000				10.576	0.042	10.618
2.00	0.086	5.038	2.332	1.125	0.000			8.495	0.042	8.537
3.00	0.049	2.906	1.310	1.636	0.895	0.000		6.747	0.042	6.788
4.00	0.029	1.708	0.755	0.919	1.302	0.756	0.000	5.441	0.042	5.482
5.00	0.017	1.019	0.444	0.530	0.731	1.100	0.661	4.485	0.042	4.527
6.00	0.010	0.616	0.265	0.312	0.422	0.618	0.961	3.193	0.042	3.234
7.00	0.006	0.375	0.160	0.186	0.248	0.356	0.540	1.865	0.042	1.907
8.00	0.004	0.231	0.098	0.112	0.148	0.209	0.311	1.110	0.042	1.151
9.00	0.002	0.143	0.060	0.068	0.089	0.125	0.183	0.669	0.042	0.711
10.00	0.002	0.089	0.037	0.042	0.054	0.075	0.109	0.408	0.042	0.449
11.00	0.001	0.056	0.023	0.026	0.034	0.046	0.066	0.251	0.042	0.293
12.00	0.001	0.035	0.015	0.016	0.021	0.028	0.040	0.156	0.042	0.197
13.00	0.000	0.022	0.009	0.010	0.013	0.018	0.025	0.097	0.042	0.139
14.00	0.000	0.014	0.006	0.006	0.008	0.011	0.015	0.061	0.042	0.103
15.00	0.000	0.009	0.004	0.004	0.005	0.007	0.010	0.039	0.042	0.080
16.00	0.000	0.006	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.024	0.042	0.066
17.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.016	0.042	0.057
18.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.010	0.042	0.052
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.006	0.042	0.048
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.004	0.042	0.046
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.042	0.044
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.043
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.72 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 25 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.10	R_2 16.40	R_3 11.50	R_4 9.16	R_5 7.73	R_6 6.76	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	6.621	0.000					6.621	0.042	6.663
1.37	0.153	9.632	1.721	0.000				11.353	0.042	11.394
2.00	0.086	5.408	2.503	1.207	0.000			9.119	0.042	9.161
3.00	0.049	3.119	1.406	1.756	0.961	0.000		7.242	0.042	7.284
4.00	0.029	1.834	0.811	0.986	1.398	0.812	0.000	5.840	0.042	5.882
5.00	0.017	1.094	0.477	0.569	0.785	1.181	0.709	4.815	0.042	4.856
6.00	0.010	0.661	0.284	0.334	0.453	0.663	1.032	3.427	0.042	3.469
7.00	0.006	0.403	0.172	0.200	0.266	0.382	0.579	2.002	0.042	2.044
8.00	0.004	0.248	0.105	0.120	0.159	0.225	0.334	1.191	0.042	1.233
9.00	0.002	0.154	0.064	0.073	0.096	0.134	0.196	0.718	0.042	0.760
10.00	0.002	0.096	0.040	0.045	0.059	0.081	0.117	0.438	0.042	0.479
11.00	0.001	0.060	0.025	0.028	0.036	0.049	0.071	0.269	0.042	0.311
12.00	0.001	0.038	0.016	0.017	0.022	0.030	0.043	0.167	0.042	0.209
13.00	0.000	0.024	0.010	0.011	0.014	0.019	0.027	0.104	0.042	0.146
14.00	0.000	0.015	0.006	0.007	0.009	0.012	0.016	0.066	0.042	0.107
15.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.006	0.007	0.010	0.041	0.042	0.083
16.00	0.000	0.006	0.003	0.003	0.003	0.005	0.006	0.026	0.042	0.068
17.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.017	0.042	0.058
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.011	0.042	0.052
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.007	0.042	0.049
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.004	0.042	0.046
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.042	0.044
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.043
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.73 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 50 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 63.92	R_2 16.61	R_3 11.65	R_4 9.28	R_5 7.83	R_6 6.85	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	6.707	0.000					6.707	0.042	6.749
1.37	0.153	9.757	1.743	0.000				11.500	0.042	11.542
2.00	0.086	5.478	2.536	1.223	0.000			9.237	0.042	9.279
3.00	0.049	3.160	1.424	1.779	0.974	0.000		7.336	0.042	7.378
4.00	0.029	1.858	0.821	0.999	1.416	0.822	0.000	5.916	0.042	5.958
5.00	0.017	1.108	0.483	0.576	0.795	1.196	0.719	4.877	0.042	4.919
6.00	0.010	0.669	0.288	0.339	0.459	0.672	1.045	3.472	0.042	3.513
7.00	0.006	0.408	0.174	0.202	0.270	0.387	0.587	2.028	0.042	2.070
8.00	0.004	0.251	0.106	0.122	0.161	0.228	0.339	1.207	0.042	1.248
9.00	0.002	0.156	0.065	0.074	0.097	0.136	0.199	0.728	0.042	0.769
10.00	0.002	0.097	0.040	0.046	0.059	0.082	0.119	0.443	0.042	0.485
11.00	0.001	0.061	0.025	0.028	0.036	0.050	0.072	0.273	0.042	0.314
12.00	0.001	0.038	0.016	0.018	0.023	0.031	0.044	0.169	0.042	0.211
13.00	0.000	0.024	0.010	0.011	0.014	0.019	0.027	0.106	0.042	0.147
14.00	0.000	0.016	0.006	0.007	0.009	0.012	0.017	0.066	0.042	0.108
15.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.006	0.007	0.010	0.042	0.042	0.084
16.00	0.000	0.006	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.027	0.042	0.068
17.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.017	0.042	0.059
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.011	0.042	0.052
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.007	0.042	0.049
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.005	0.042	0.046
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.045
22.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.044
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.74 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 100 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 68.02	R_2 17.68	R_3 12.40	R_4 9.87	R_5 8.34	R_6 7.29	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	7.137	0.000					7.137	0.042	7.179
1.37	0.153	10.382	1.855	0.000				12.237	0.042	12.279
2.00	0.086	5.830	2.699	1.301	0.000			9.830	0.042	9.871
3.00	0.049	3.362	1.515	1.893	1.036	0.000		7.807	0.042	7.848
4.00	0.029	1.977	0.874	1.063	1.507	0.875	0.000	6.296	0.042	6.337
5.00	0.017	1.180	0.514	0.613	0.846	1.273	0.765	5.190	0.042	5.232
6.00	0.010	0.712	0.307	0.360	0.488	0.715	1.112	3.694	0.042	3.736
7.00	0.006	0.434	0.185	0.215	0.287	0.412	0.625	2.158	0.042	2.200
8.00	0.004	0.267	0.113	0.130	0.171	0.242	0.360	1.284	0.042	1.325
9.00	0.002	0.166	0.069	0.079	0.103	0.145	0.212	0.774	0.042	0.816
10.00	0.002	0.103	0.043	0.049	0.063	0.087	0.126	0.472	0.042	0.514
11.00	0.001	0.065	0.027	0.030	0.039	0.053	0.076	0.290	0.042	0.332
12.00	0.001	0.041	0.017	0.019	0.024	0.033	0.047	0.180	0.042	0.222
13.00	0.000	0.026	0.011	0.012	0.015	0.020	0.029	0.112	0.042	0.154
14.00	0.000	0.017	0.007	0.007	0.009	0.013	0.018	0.071	0.042	0.112
15.00	0.000	0.011	0.004	0.005	0.006	0.008	0.011	0.045	0.042	0.086
16.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.028	0.042	0.070
17.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.018	0.042	0.060
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.012	0.042	0.053
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.007	0.042	0.049
20.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005	0.042	0.046
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.045
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.044
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.042

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.75 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 200 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 71.37	R_2 18.55	R_3 13.01	R_4 10.36	R_5 8.75	R_6 7.65	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	7.490	0.000					7.490	0.042	7.531
1.37	0.153	10.895	1.947	0.000				12.841	0.042	12.883
2.00	0.086	6.117	2.832	1.366	0.000			10.315	0.042	10.356
3.00	0.049	3.528	1.590	1.986	1.087	0.000		8.192	0.042	8.234
4.00	0.029	2.074	0.917	1.115	1.581	0.918	0.000	6.606	0.042	6.648
5.00	0.017	1.238	0.539	0.643	0.888	1.335	0.802	5.446	0.042	5.488
6.00	0.010	0.747	0.322	0.378	0.512	0.750	1.167	3.877	0.042	3.918
7.00	0.006	0.456	0.194	0.226	0.301	0.432	0.655	2.265	0.042	2.307
8.00	0.004	0.280	0.118	0.136	0.180	0.254	0.378	1.347	0.042	1.389
9.00	0.002	0.174	0.073	0.083	0.108	0.152	0.222	0.812	0.042	0.854
10.00	0.002	0.108	0.045	0.051	0.066	0.092	0.133	0.495	0.042	0.537
11.00	0.001	0.068	0.028	0.032	0.041	0.056	0.080	0.305	0.042	0.346
12.00	0.001	0.043	0.018	0.020	0.025	0.034	0.049	0.189	0.042	0.231
13.00	0.000	0.027	0.011	0.012	0.016	0.021	0.030	0.118	0.042	0.160
14.00	0.000	0.017	0.007	0.008	0.010	0.013	0.019	0.074	0.042	0.116
15.00	0.000	0.011	0.005	0.005	0.006	0.008	0.012	0.047	0.042	0.088
16.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.030	0.042	0.071
17.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.019	0.042	0.061
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.012	0.042	0.054
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.008	0.042	0.049
20.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005	0.042	0.047
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.045
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.042	0.044
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.76 Hidrograf Banjir Rancangan Metode ITB 2 dengan Kala Ulang 1000 Tahun

Waktu (t)	UH	R_1 74.37	R_2 19.33	R_3 13.56	R_4 10.80	R_5 9.12	R_6 7.97	Debit Banjir	Base Flow	Total Debit
(jam)	(m^3/dt/mm)	(mm/0,5jam)						(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
0.00	0.000	0.000						0.000	0.042	0.042
1.00	0.105	7.804	0.000					7.804	0.042	7.846
1.37	0.153	11.352	2.028	0.000				13.381	0.042	13.422
2.00	0.086	6.374	2.951	1.423	0.000			10.748	0.042	10.790
3.00	0.049	3.677	1.657	2.070	1.133	0.000		8.536	0.042	8.578
4.00	0.029	2.162	0.956	1.162	1.648	0.957	0.000	6.884	0.042	6.925
5.00	0.017	1.290	0.562	0.670	0.925	1.392	0.836	5.675	0.042	5.717
6.00	0.010	0.779	0.335	0.394	0.534	0.781	1.216	4.040	0.042	4.081
7.00	0.006	0.475	0.202	0.235	0.314	0.451	0.683	2.360	0.042	2.402
8.00	0.004	0.292	0.123	0.142	0.187	0.265	0.394	1.404	0.042	1.445
9.00	0.002	0.181	0.076	0.087	0.113	0.158	0.232	0.846	0.042	0.888
10.00	0.002	0.113	0.047	0.053	0.069	0.095	0.138	0.516	0.042	0.558
11.00	0.001	0.071	0.029	0.033	0.042	0.058	0.083	0.317	0.042	0.359
12.00	0.001	0.045	0.018	0.021	0.026	0.036	0.051	0.197	0.042	0.238
13.00	0.000	0.028	0.012	0.013	0.016	0.022	0.031	0.123	0.042	0.165
14.00	0.000	0.018	0.007	0.008	0.010	0.014	0.019	0.077	0.042	0.119
15.00	0.000	0.012	0.005	0.005	0.007	0.009	0.012	0.049	0.042	0.090
16.00	0.000	0.007	0.003	0.003	0.004	0.005	0.008	0.031	0.042	0.073
17.00	0.000	0.005	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.020	0.042	0.061
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.013	0.042	0.054
19.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.008	0.042	0.050
20.00	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.005	0.042	0.047
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.042	0.045
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.042	0.044
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.042	0.043

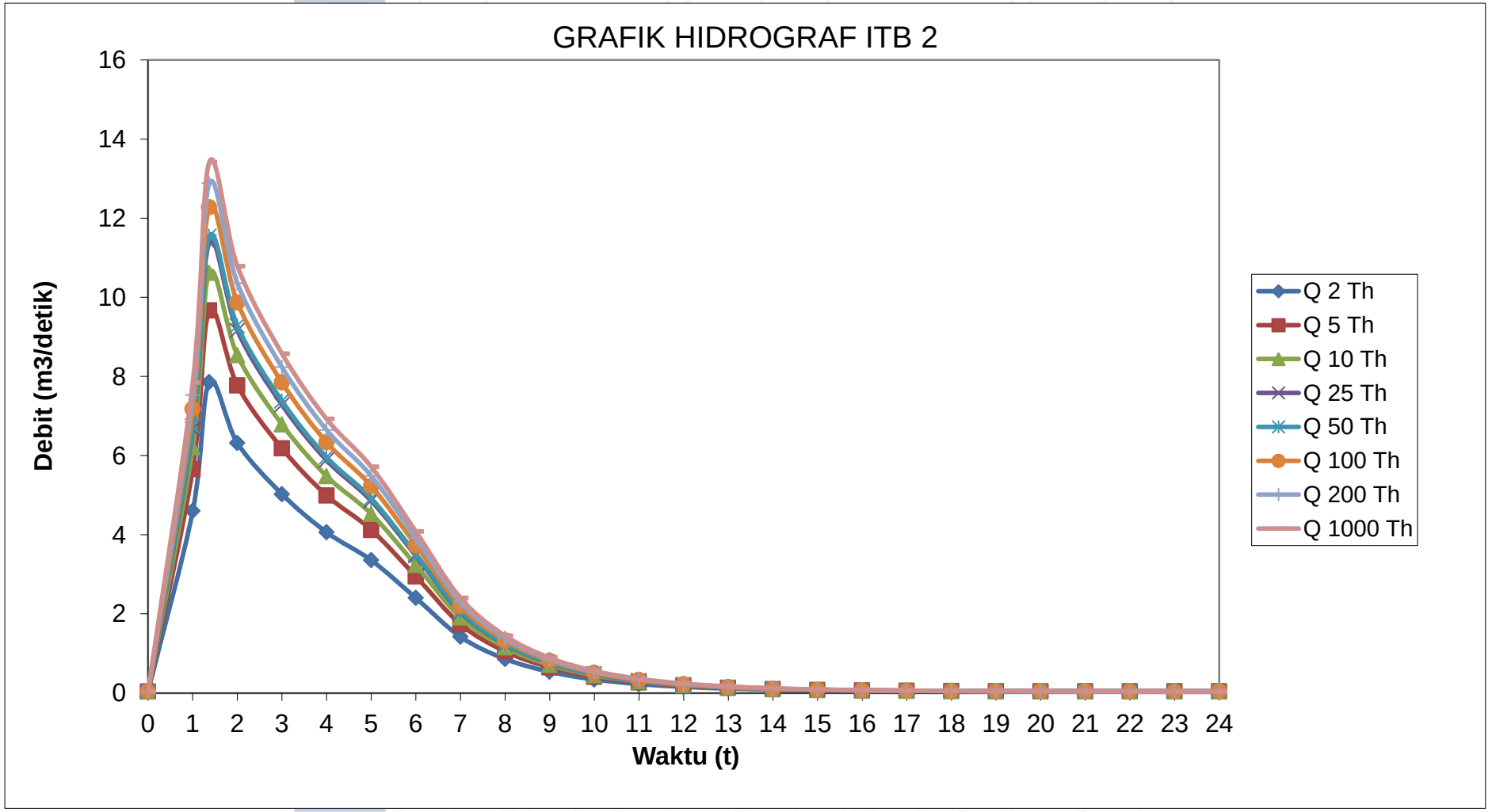
Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.77 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode ITB 2

Waktu (t)	Debit Banjir (m^3/dt)							
(jam)	Q $_{2\ Th}$	Q $_{5\ Th}$	Q $_{10\ Th}$	Q $_{25\ Th}$	Q $_{50\ Th}$	Q $_{100\ Th}$	Q $_{200\ Th}$	Q $_{1000\ Th}$
0.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
1.00	4.599	5.656	6.210	6.663	6.749	7.179	7.531	7.846
1.37	7.856	9.668	10.618	11.394	11.542	12.279	12.883	13.422
2.00	6.318	7.774	8.537	9.161	9.279	9.871	10.356	10.790
3.00	5.027	6.183	6.788	7.284	7.378	7.848	8.234	8.578
4.00	4.062	4.994	5.482	5.882	5.958	6.337	6.648	6.925
5.00	3.356	4.124	4.527	4.856	4.919	5.232	5.488	5.717
6.00	2.401	2.948	3.234	3.469	3.513	3.736	3.918	4.081
7.00	1.420	1.739	1.907	2.044	2.070	2.200	2.307	2.402
8.00	0.861	1.052	1.151	1.233	1.248	1.325	1.389	1.445
9.00	0.536	0.651	0.711	0.760	0.769	0.816	0.854	0.888
10.00	0.343	0.413	0.449	0.479	0.485	0.514	0.537	0.558
11.00	0.227	0.270	0.293	0.311	0.314	0.332	0.346	0.359
12.00	0.157	0.183	0.197	0.209	0.211	0.222	0.231	0.238
13.00	0.113	0.130	0.139	0.146	0.147	0.154	0.160	0.165
14.00	0.087	0.097	0.103	0.107	0.108	0.112	0.116	0.119
15.00	0.070	0.077	0.080	0.083	0.084	0.086	0.088	0.090
16.00	0.060	0.064	0.066	0.068	0.068	0.070	0.071	0.073
17.00	0.053	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.061
18.00	0.049	0.051	0.052	0.052	0.052	0.053	0.054	0.054
19.00	0.046	0.047	0.048	0.049	0.049	0.049	0.049	0.050
20.00	0.045	0.045	0.046	0.046	0.046	0.046	0.047	0.047
21.00	0.044	0.044	0.044	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045
22.00	0.043	0.043	0.043	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044
23.00	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
24.00	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043
Maksimum	**7.856**	**9.668**	**10.618**	**11.394**	**11.542**	**12.279**	**12.883**	**13.442**

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

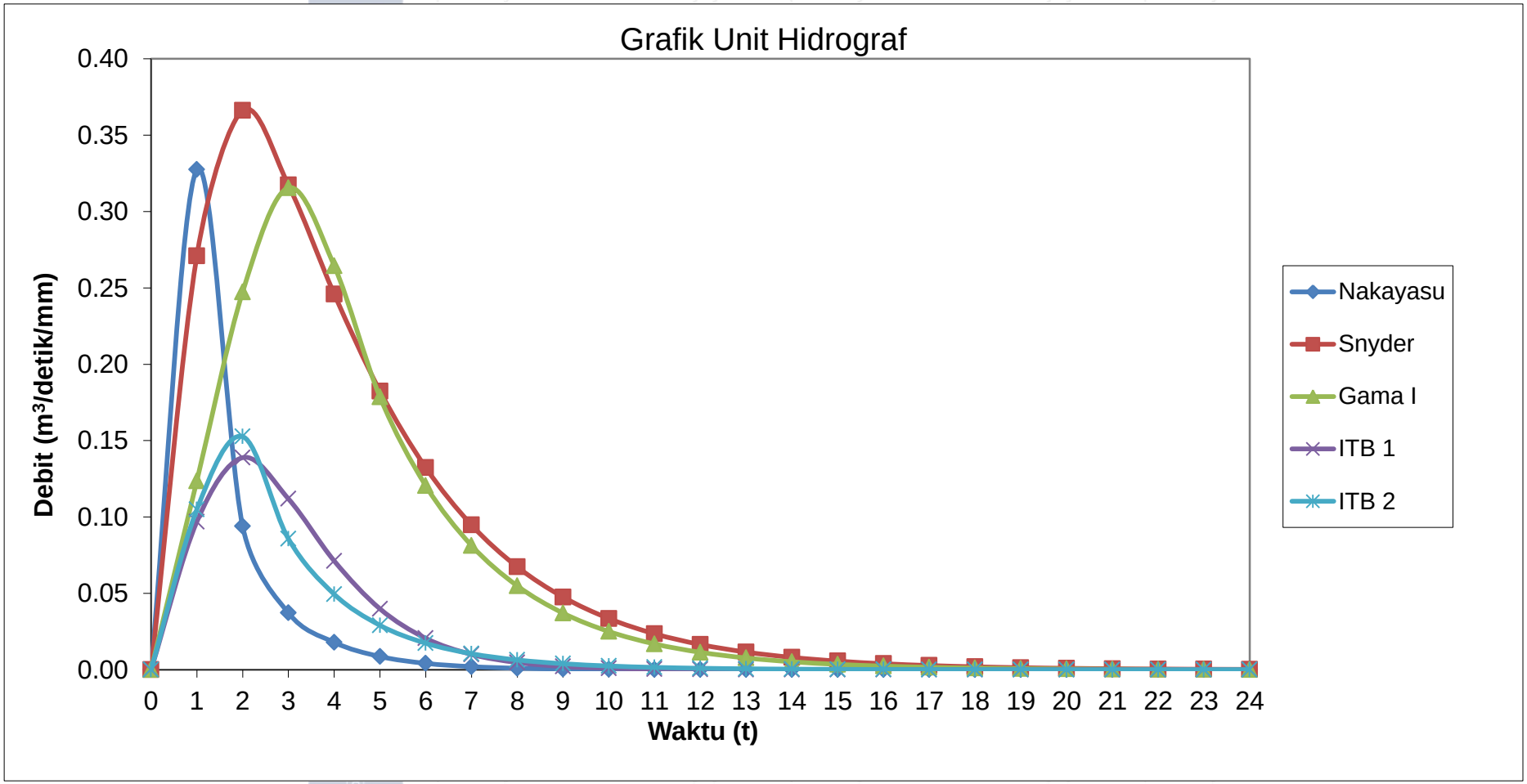
Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.10 Hidrograf Satuan Sintetik ITB 2

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.11 Perbandingan Grafik Unit Hidrograf HSS Nakayasu, Snyder, Gama I, ITB 1, ITB 2

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

Tabel 4.78. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu, Snyder, Gamma I, ITB 1, dan ITB 2

Kala Ulang	Debit Banjir Rancangan (m^3/dt)				
	HSS Nakayasu	HSS Snyder	Gamma I	ITB I	ITB II
2	14.269	20.103	17.830	7.237	7.856
5	17.569	24.756	21.956	8.906	9.668
10	19.298	27.194	24.117	9.780	10.618
25	20.712	29.188	25.885	10.495	11.394
50	20.980	29.566	26.221	10.631	11.542
100	22.323	31.459	27.899	11.310	12.279
200	23.423	33.010	29.274	11.866	12.883
1000	24.405	34.395	30.502	12.363	13.422

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

4.2 Hubungan Elevasi dengan Volume Embung

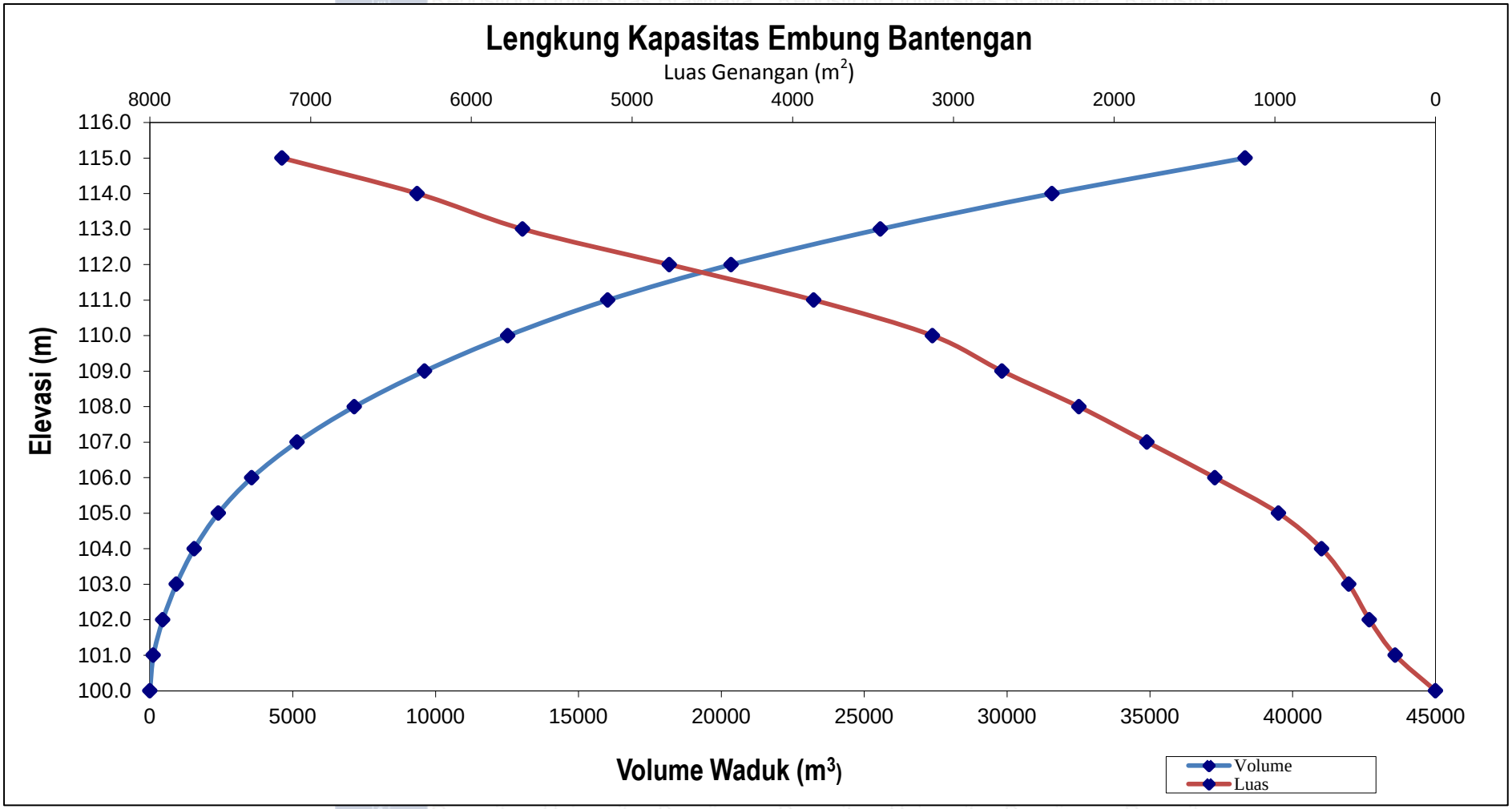
Volume tampungan embung diperoleh dengan menghitung jumlah volume air yang dapat ditampung berdasarkan bentuk topografi daerah studi. Perhitungan volume ini berdasarkan peta topografi dengan beda tinggi kontur 1 m. Dari peta topografi ini, dicari luas permukaan genangan embung yang dibatasi garis kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan. Hubungan elevasi, luas dan volume Embung Bantengan ditampilkan pada Tabel 4.79

Tabel 4.79 Hubungan Elevasi, Luas dan Volume Embung Bantengan

Elevasi (m)	**Luas Genangan (m^2)**	**Volume Embung (m^3)**	**Volume Kumulatif (m^3)**
100	0	0	0
101	250	124.96	124.96
102	411	330.49	455.44
103	539	475.02	930.46
104	709	623.84	1554.31
105	976	842.48	2396.78
106	1,372	1174.21	3571.00
107	1,795	1583.40	5154.40
108	2,219	2006.71	7161.10
109	2,697	2457.70	9618.80
110	3,130	2913.22	12532.03
111	3868.644	3499.24	16031.26
112	4766.736	4317.69	20348.95
113	5680.740	5223.74	25572.69

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.12 Hubungan Elevasi, Luas Area dan Volume Embung Bantengan

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.2.1 Penentuan Kapasitas Tampungan Mati

Kapasitas tampungan mati (*Dead Storage*) untuk menampung masuknya sedimen ke dalam embung direncanakan dengan tinggi 1 m. Tinggi tersebut secara praktis sudah dapat menampung sedimen (Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil untuk Daerah Semi Kering di Inndonesia, 1994).

Tampungan Mati (Elevasi +101) = 124,96 m^3

4.2.2 Penentuan Kapasitas Tampungan Efektif

Pada perhitungan simulasi kapasitas tampungan waduk (analisis neraca air), besarnya kapasitas tampungan total adalah besar volume waduk sampai pada elevasi bangunan pelimpah. Dalam studi ini direncanakan tinggi pelimpah setinggi 12 m.

Tampungan Total (Elevasi + 112) = 20.348,95 m^3

Tampungan Efektif = Tampungan Total – Tampungan Mati

= 20.348,95 m^3 – 124,96 m^3

= 20.224,00 m^3

4.2.3 Proyeksi Jumlah Penduduk

Dalam menghitung proyeksi jumlah penduduk, sebelumnya telah didapatkan data penduduk dari tahun 2011-2015 dari Badan Pusat Statistik Kabupaten Tulungagung yang ditabelkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.80 Jumlah Penduduk Desa Bantengan Kecamatan Bandung

Tahun	Jumlah Penduduk	Pertambahan Penduduk	
	(jiwa)	(jiwa)	(%)
2011	3015		
2012	3030	15	0.498
2013	3044	14	0.462
2014	3050	6	0.197
2015	3061	11	0.361
Rata-rata		11.5	0.379
Prosentase kenaikan jumlah penduduk		%	0.379

Perhitungan proyeksi jumlah penduduk di Desa Bantengan Kecamatan Bandung akan dihitung menggunanakan metode Aritmatik, Geometrik dan Eksponensial. Perhitungannya di tabelkan pada tabel 4.81 sebagai berikut :

Tabel 4.81 Proyeksi Jumlah Penduduk Desa Bantengan

Tahun	n	Aritmatik	Geometrik	Eksponensial
		Po*(1 + (r . n))	Po*(1 +r)^{n}	Po * 2,7182818 $^{(r . n)}$
2015	0	3061	3061	3061
2016	1	3073	3073	3073
2017	2	3084	3084	3084
2018	3	3096	3096	3096
2019	4	3107	3108	3108
2020	5	3119	3119	3120
2021	6	3131	3131	3131
2022	7	3142	3143	3143
2023	8	3154	3155	3155
2024	9	3166	3167	3167
2025	10	3177	3179	3179
2026	11	3189	3191	3191
2027	12	3200	3203	3204
2028	13	3212	3215	3216
2029	14	3224	3228	3228
2030	15	3235	3240	3240
2031	16	3247	3252	3253
2032	17	3258	3264	3265
2033	18	3270	3277	3277
2034	19	3282	3289	3290
2035	20	3293	3302	3302
2036	21	3305	3314	3315
2037	22	3316	3327	3327
2038	23	3328	3340	3340
2039	24	3340	3352	3353
2040	25	3351	3365	3365
Koefisien Korelasi		0.98918	0.98891	0.98891
Standart Deviasi		88.80950	92.96735	93.15203

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Contoh Perhitungan :

1. Metode Arikmatik

   Po = 3061 (tahun2015)

   n = 1 (proyeksi tahun ke-n)

   r = 0,379 % (rata-rata tingkat pertumbuhan penduduk)

   Maka proyeksi untuk jumlah penduduk tahun 2016 adalah sebagai berikut :

   Pn = Po (1 + r.n)

   = 3061 (1 + 0,00379.1)

   = 3073 jiwa

2. Metode Geometrik

Po = 3061 (tahun 2015)

n = 1 (proyeksi tahun ke-n)

r = 0,379 % (rata-rata tingkat pertumbuhan penduduk)

Maka proyeksi untuk jumlah penduduk tahun 2016 adalah sebagai berikut :

$Pn = Po\ (1 + r)^n$

$= 3061\ (1 + 0{,}00379)^1$

= 3073 jiwa

3. Metode Eksponensial

Po = 3061 (tahun 2015)

n = 1 (proyeksi tahun ke-n)

r = 0,379 % (rata-rata tingkat pertumbuhan penduduk)

Maka proyeksi untuk jumlah penduduk tahun 2016 adalah sebagai berikut :

$Pn = Po.e^{(r.n)}$

$= 3061.2{,}7182818^{(0{,}00379.1)}$

= 3073

4.2.4 Uji Kesesuaian Metode Proyeksi

Pemilihan metode proyeksi pertumbuhan penduduk dari ketiga metode tersebut dipilih berdasarkan cara pengujian statistik yaitu pada nilai standar deviasi yang terkecil dan koefisien korelasi mendekati satu. Hasil perhitungan nilai standar deviasi dan koefisien korelasi disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.82 Perhitungan Uji Kesesuaian Proyeksi

Tahun	Proyeksi Aritmatika Jumlah Penduduk (jiwa)		Proyeksi Geometrik Jumlah Penduduk (jiwa)		Proyeksi Eksponensial Jumlah Penduduk (jiwa)	
	data	Simulasi	data	Simulasi	data	Simulasi
2011	3015	3061 (Tahun 2015)	3015	3061(Tahun 2015)	3015	3061(Tahun 2015)
2012	3030	3073(Tahun 2016)	3030	3073(Tahun 2016)	3030	3073(Tahun 2016)
2013	3044	3084(Tahun 2017)	3044	3084(Tahun 2017)	3044	3084(Tahun 2017)
2014	3050	3096(Tahun 2018)	3050	3096(Tahun 2018)	3050	3096(Tahun 2018)
2015	3061	3107(Tahun 2019)	3061	3108(Tahun 2019)	3061	3108(Tahun 2019)
Korelasi		0.999802		0.999780		0.999779
stdv		18.359		18.464		18.499

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Dari ketiga metode tersebut dapat dipilih metode dengan angka korelasi yang paling mendekati angka 1, nilai standar deviasi yang paling kecil. Sehingga metode yang dipilih

untuk memproyeksikan jumlah penduduk Desa Bantengan hingga tahun 2040 adalah metode Aritmatik.

4.3 Perhitungan Kebutuhan Air

Kebutuhan air perorang perhari disesuaikan dengan dimana orang tersebut tinggal. Setiap kategori kota tertentu mempunyai kebutuhan akan air yang berbeda satu dengan yang lainnya. Berdasarkan standar kebutuhan air domestik yang dikeluarkan oleh Ditjen Cipta Karya, kebutuhan air baku untuk masyarakat desa dengan jumlah penduduk kurang dari 10.000 jiwa adalah 60-80 liter/orang/hari.

4.3.1 Perhitungan Kebutuhan Air Desa Bantengan

Berikut ini adalah perhitungan volume kebutuhan air Desa Bantengan tahun 2015 sampai 2040 :

Tabel 4.83 Perhitungan Kebutuhan Air Desa Bantengan

No	Tahun	Bantengan (m^3/hr)	No	Tahun	Bantengan (m^3/hr)
0	2015	244.88	13	2028	256.96
1	2016	245.81	14	2029	257.88
2	2017	246.74	15	2030	258.81
3	2018	247.67	16	2031	259.74
4	2019	248.60	17	2032	260.67
5	2020	249.52	18	2033	261.60
6	2021	250.45	19	2034	262.53
7	2022	251.38	20	2035	263.46
8	2023	252.31	21	2036	264.39
9	2024	253.24	22	2037	265.32
10	2025	254.17	23	2038	266.24
11	2026	255.10	24	2039	267.17
12	2027	256.03	25	2040	268.10

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Contoh Perhitungan :

1. Tahun 2015
2. Kebutuhan air untuk tiap orang per hari adalah 80 liter/orang/hari
   = 3061 x 80
   = 244880 liter/orang/hari
   = 244,88 m^3/orang/hari
   Kemudian dikonversikan menjadi
   = 244,88/(24x3600)
   = 0,003 m^3/dt

4.4 Analisa Debit *Inflow*

4.4.1 Curah Hujan 10 Harian

Data curah hujan yang dipakai dalam analisa ini adalah data curah hujan bulanan maksimum yang berasal dari 2 stasiun yaitu Stasiun Hujan Bandung dan Stasiun Hujan Song Jambu II dari tahun 2005 sampai 2014.

Contoh Perhitungan :

Menjumlahkan hujan harian yang dibagi menjadi 3 periode hujan pada Stasiun Hujan Bandung Bulan Januari Tahun 2005 :

Periode I = 2 + 12 + 7
= 21

Periode II = 2 + 32 + 16
= 50

Periode III = 10 + 1 + 10
= 21

Perhitungan curah hujan 10 harian Stasiun Hujan Bandung selanjutnya ditabelkan pada table 4.82

Contoh Perhitungan :

Menjumlahkan hujan harian yang dibagi menjadi 3 periode hujan pada Stasiun Hujan Song Jambu II Bulan Januari Tahun 2005 :

Periode I = 8 + 19 + 5
= 32

Periode II = 25 + 20 + 3
= 48

Periode III = 10 + 20
= 30

Perhitungan curah hujan 10 harian Stasiun Hujan Song Jambu II selanjutnya ditabelkan pada table 4.83

Tabel 4.84 Curah Hujan 10 Harian Stasiun Bandung

Tahun	Periode	Bulan											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
2005	I	21	2	64	136	0	0	5	0	16	2	2	145
	II	50	92	53	65	0	35	41	4	0	17	99	260
	III	21	70	60	25	0	22	0	7	11	37	77	74
2006	I	87	53	89	38	68	0	0	0	0	17	0	0
	II	66	13	72	146	9	0	21	4	0	2	0	70
	III	80	54	14	68	22	0	0	0	0	0	0	119
2007	I	10	91	13	44	1	12	0	0	0	0	248	109
	II	78	81	81	43	10	3	0	4	1	5	0	68
	III	75	90	124	49	35	9	0	0	0	39	0	147
2008	I	78	62	53	47	113	0	0	0	0	64	68	35
	II	19	117	62	37	26	9	0	0	0	40	165	54
	III	14	84	126	82	0	0	0	0	0	66	44	40
2009	I	39	119	28	62	12	43	0	0	1	38	0	79
	II	84	80	0	85	67	0	0	0	6	75	96	0
	III	100	86	21	50	119	0	39	0	10	0	55	64
2010	I	16	159	59	62	194	52	29	8	75	26	178	67
	II	29	137	114	28	40	27	23	45	117	44	9	86
	III	61	7	70	77	246	0	6	7	75	77	79	215
2011	I	215	95	14	17	119	0	0	0	0	1	46	46
	II	32	33	29	23	13	4	5	3	0	3	54	156
	III	77	50	41	54	0	2	0	0	0	0	62	72
2012	I	43	48	63	31	0	12	0	0	1	5	15	354
	II	58	118	45	2	81	14	11	0	0	0	0	23
	III	50	10	1	4	160	1	0	11	1	0	103	92
2013	I	201	10	97	110	1	68	73	3	0	3	27	24
	II	149	68	11	31	65	38	17	5	3	2	80	199
	III	93	38	38	4	114	159	3	0	0	6	39	124
2014	I	43	37	0	0	12	0	95	5	0	16	3	64
	II	126	44	100	47	41	23	52	0	0	0	90	127
	III	125	61	96	36	2	65	29	0	10	4	135	58

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Tabel 4.85 Curah Hujan 10 Harian Stasiun Song Jambu II

Tahun	Periode	Bulan											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
2005	I	32	5	50	93	0	0	7	0	9	9	3	134
	II	48	142	69	44	0	27	31	7	0	30	129	185
	III	30	72	42	26	2	22	0	1	86	49	67	57
2006	I	80	46	103	31	110	0	0	0	0	14	0	0
	II	74	41	87	146	27	0	10	5	0	4	0	47
	III	80	35	22	87	24	0	0	0	0	0	12	118
2007	I	15	83	21	47	0	21	0	0	0	0	310	135
	II	38	79	79	42	0	10	13	9	0	0	0	52
	III	149	97	163	43	23	13	0	0	0	53	0	195
2008	I	96	44	58	53	79	0	0	0	0	81	63	40
	II	22	140	54	42	23	16	0	0	0	41	147	46
	III	21	66	125	42	0	0	0	0	0	95	27	44
2009	I	42	115	50	76	68	65	0	0	4	40	0	39
	II	43	121	0	84	49	0	0	0	11	117	34	0
	III	152	106	15	80	82	0	55	0	9	8	82	70
2010	I	16	137	71	68	262	69	13	19	90	61	171	69
	II	32	119	137	79	111	49	51	45	91	53	24	79
	III	72	9	83	108	248	5	14	4	120	96	44	78
2011	I	209	120	31	15	176	0	0	0	0	2	85	22
	II	56	55	35	26	31	7	18	5	0	2	58	178
	III	117	62	25	0	6	0	0	0	0	0	45	87
2012	I	57	51	39	4	0	14	0	4	0	7	2	376
	II	26	142	57	0	100	0	14	0	4	0	15	17
	III	71	46	7	17	96	7	0	22	4	4	104	100
2013	I	316	53	146	62	0	77	68	7	0	1	37	23
	II	138	118	47	58	47	61	26	7	7	1	76	152
	III	95	57	36	19	148	194	7	0	1	14	36	136
2014	I	29	39	0	0	14	0	157	11	0	20	0	53
	II	146	48	117	39	54	50	100	0	0	0	88	148
	III	150	59	135	55	2	86	23	0	9	5	100	84

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.4.2 Curah Hujan Rerata

Dalam analisa ini akan digunakan metode Rerata Aljabar sebagai perhitungan curah hujan rerata

Contoh Perhitungan :

Menggunakan Metode Rerata Aljabar pada Bujan Januari Tahun 2005 :

$$\text{Periode I} = \frac{\text{Besarnya curah hujan St.Bandung} + \text{Besarnya curah hujan St.Song Jambu II}}{2}$$

$$= \frac{21+32}{2}$$

$$= 26{,}5$$

$$\text{Periode II} = \frac{\text{Besarnya curah hujan St.Bandung} + \text{Besarnya curah hujan St.Song Jambu II}}{2}$$

$$= \frac{50+48}{2}$$

$$= 49$$

$$\text{Periode III} = \frac{\text{Besarnya curah hujan St.Bandung} + \text{Besarnya curah hujan St.Song Jambu II}}{2}$$

$$= \frac{21+30}{2}$$

$$= 25{,}5$$

Untuk perhitungan curah hujan rerata selanjutnya akan ditabelkan pada Tabel 4.83.

Tabel 4.86 Curah Hujan Rerata Metode Rerata Aljabar

Tahun	Periode	Bulan											
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
2005	I	26.5	3.5	57.0	114.5	0.0	0.0	6.0	0.0	12.5	5.5	2.5	139.5
	II	49.0	117.0	61.0	54.5	0.0	31.0	36.0	5.5	0.0	23.5	114.0	222.5
	III	25.5	71.0	51.0	25.5	1.0	22.0	0.0	4.0	48.5	43.0	72.0	65.5
2006	I	83.5	49.5	96.0	34.5	89.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.5	0.0	0.0
	II	70.0	27.0	79.5	146.0	18.0	0.0	15.5	4.5	0.0	3.0	0.0	58.5
	III	80.0	44.5	18.0	77.5	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	118.5
2007	I	12.5	87.0	17.0	45.5	0.5	16.5	0.0	0.0	0.0	0.0	279.0	122.0
	II	58.0	80.0	80.0	42.5	5.0	6.5	6.5	6.5	0.5	2.5	0.0	60.0
	III	112.0	93.5	143.5	46.0	29.0	11.0	0.0	0.0	0.0	46.0	0.0	171.0
2008	I	87.0	53.0	55.5	50.0	96.0	0.0	0.0	0.0	0.0	72.5	65.5	37.5
	II	20.5	128.5	58.0	39.5	24.5	12.5	0.0	0.0	0.0	40.5	156.0	50.0
	III	17.5	75.0	125.5	62.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	80.5	35.5	42.0
2009	I	40.5	117.0	39.0	69.0	40.0	54.0	0.0	0.0	2.5	39.0	0.0	59.0
	II	63.5	100.5	0.0	84.5	58.0	0.0	0.0	0.0	8.5	96.0	65.0	0.0
	III	126.0	96.0	18.0	65.0	100.5	0.0	47.0	0.0	9.5	4.0	68.5	67.0
2010	I	16.0	148.0	65.0	65.0	228.0	60.5	21.0	13.5	82.5	43.5	174.5	68.0
	II	30.5	128.0	125.5	53.5	75.5	38.0	37.0	45.0	104.0	48.5	16.5	82.5
	III	66.5	8.0	76.5	92.5	247.0	2.5	10.0	5.5	97.5	86.5	61.5	146.5
2011	I	212.0	107.5	22.5	16.0	147.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	65.5	34.0
	II	44.0	44.0	32.0	24.5	22.0	5.5	11.5	4.0	0.0	2.5	56.0	167.0
	III	97.0	56.0	33.0	27.0	3.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	53.5	79.5
2012	I	50.0	49.5	51.0	17.5	0.0	13.0	0.0	2.0	0.5	6.0	8.5	365.0
	II	42.0	130.0	51.0	1.0	90.5	7.0	12.5	0.0	2.0	0.0	7.5	20.0
	III	60.5	28.0	4.0	10.5	128.0	4.0	0.0	16.5	2.5	2.0	103.5	96.0
2013	I	258.3	31.5	121.5	86.0	0.5	72.5	70.5	5.0	0.0	2.0	32.0	23.5
	II	143.5	93.0	29.0	44.5	56.0	49.5	21.5	6.0	5.0	1.5	78.0	175.5
	III	94.0	47.5	37.0	11.5	131.0	176.5	5.0	0.0	0.5	10.0	37.5	130.0
2014	I	36.0	38.0	0.0	0.0	13.0	0.0	126.0	8.0	0.0	18.0	1.5	58.5
	II	136.0	46.0	108.5	43.0	47.5	36.5	76.0	0.0	0.0	0.0	89.0	137.5
	III	137.5	60.0	115.5	45.5	2.0	75.5	26.0	0.0	9.5	4.5	117.5	71.0

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.4.3 Evapotraspirasi

Dalam analisa ini akan digunakan metode Penman Modifikasi sebagai perhitungan evapotranspirasi.

Contoh Perhitungan :

Menggunakan Metode Penman pada periode I Bulan Januari Tahun 2005 :

1. Kelembaban Relatif (RH) = 80,30 %
2. Temperatur (t) = 28,80°C
3. Kecepatan Angin (U) = 2,06 m/dt
4. Penyinaran Matahari (n/N) = 31,26 jam
5. Nilai Angkot dapat dilihat pada table pada lampiran. Koordinat lokasi studi 7,51° - 8,08° LS maka diperoleh nilai Ra = 16,1 mm/hari
6. Nilai Tekanan Uap Jenuh (ea) dapat diliihat pada table pada lampiran. Saat temperatur 28,80°C maka diperoleh ea = 39,51 mbar
7. Tekanan Uap Nyata (ed) = (ea) x (RH)

   $= 39{,}51 \times \frac{80{,}30}{100}$

   = 31,73
8. Nilai w dapat dilihat pada table pada lampiran. Saat temperatur 28,80°C maka diperoleh niai w = 0,78
9. 1-w = 1- 0,78

   = 0,22
10. Nilai Fungsi Suhu f(t) dapat dilihat pada tabel di lampiran. Saat temperatur 28,80°C maka diperoleh f(t) = 16,48
11. Radiasi Gelombang Pendek (Rs) $= (0{,}25 + (0{,}54 \times \frac{n/N}{100})) \times Ra$

    $= (0{,}25 + (0{,}54 \times \frac{31{,}26}{100})) \times 16{,}1$

    = 6,74 mm/hari
12. Perbedaan Tekanan Uap Jenuh dengan Tekanan Uap

    (ea – ed) = 39,51 – 31,73

    = 7,78 mbar
13. Fungsi Tekanan Uap f(ed) = 0,34 – (0,044 √ed)

    = 0,34 – (0,044 √31,73)

    = 0,09 mbar

14. Fungsi Kecerahan Matahari f(n/N) $= 0,1 + 0,9 \times \frac{n/N}{100}$

$= 0,1 + 0,9 \times \frac{31,26}{100}$

$= 0,38$

15. Fungsi Angin f(u) $= 0,27 \times (1 + (0,864 \times U))$

$= 0,27 \times (1 + (0,864 \times 2,06))$

$= 0,75$ m/dt

16. Radiasi Bersih Gelombang Panjang (Rn1) $= f(t) \times f(ed) \times f(n/N)$

$= 16,48 \times 0,09 \times 0,38$

$= 0,58$ mm/hari

17. ET* $= w (0,75 Rs – Rn1) + (1-w) f(u) (ea-ed)$

$= 0,78(0,75 \times 6,74 – 0,58) + 0,22 \times 0,75 \times 7,78$

$= 4,78$ mm/hari

18. Nilai Angka Koreksi (c) dapat dilihat pada lampiran. Saat Bulan Januari nilai angka koreksi = 1,1

19. Eto $= Et^* \times c$

$= 4,78 \times 1,1$

$= 5,26$ mm/hari

Untuk Perhitungan evapotranspirasi selanjutnya akan ditabelkan pada Tabel 4.87

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.87 Evapotranspirasi Metode Penman Modifikasi

No.	Uraian	Satuan	Jan			Feb			Mar		
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Temperature (t)	^{o}C	28.80	28.80	28.80	38.08	38.08	38.08	28.13	28.13	28.13
2	Kecepatan Angin (u)	m/det	2.06	2.06	2.06	1.65	1.65	1.65	1.74	1.74	1.74
3	Kelembapan Relatif (Rh)	%	80.30	80.30	80.30	84.80	84.80	84.80	80.81	80.81	80.81
4	Kecerahan Matahari (n/N)	%	31.26	31.26	31.26	51.93	51.93	51.93	79.55	79.55	79.55
5	Tekanan Uap jenuh (ea)	mbar	39.51	39.51	39.51	58.32	58.32	58.32	38.08	38.08	38.08
6	Tekanan Uap Nyata (ed = ea*Rh)		31.73	31.73	31.73	49.46	49.46	49.46	30.77	30.77	30.77
7	w		0.78	0.78	0.78	0.88	0.88	0.88	0.78	0.78	0.78
8	1 - w		0.22	0.22	0.22	0.12	0.12	0.12	0.22	0.22	0.22
9	Fungsi Suhu f(t)		16.48	16.48	16.48	18.57	18.57	18.57	16.33	16.33	16.33
10	Nilai Angot (Ra)	mm/hari	16.10	16.10	16.10	16.13	16.13	16.13	15.55	15.55	15.55
11	Radiasi Gelombang Pendek (Rs)	mm/hari	6.74	6.74	6.74	8.56	8.56	8.56	10.57	10.57	10.57
12	ea - ed	mbar	7.78	7.78	7.78	8.86	8.86	8.86	7.31	7.31	7.31
13	Fungsi Tekanan Uap f(ed)	mbar	0.09	0.09	0.09	0.03	0.03	0.03	0.10	0.10	0.10
14	Fungsi Kecerahan Matahari f(n/N)		0.38	0.38	0.38	0.57	0.57	0.57	0.82	0.82	0.82
15	Radiasi Bersih Gelombang Panjang (Rn1)	mm/hari	0.58	0.58	0.58	0.32	0.32	0.32	1.28	1.28	1.28
16	Fungsi Angin f(u)	m/dt	0.75	0.75	0.75	0.65	0.65	0.65	0.68	0.68	0.68
17	ETo* = w*(0,75Rs - Rn1) + (1-w)*f(u)*(ea-ed)	mm/hari	4.78	4.78	4.78	6.06	6.06	6.06	6.27	6.27	6.27
18	Angka Koreksi (c)		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00
19	Eto = ETo* x c	mm/10 hari	5.26	5.26	5.26	6.67	6.67	6.67	6.27	6.27	6.27

Repository Universitas Brawijaya

Lanjutan Tabel 4.87

Apr			Mei			Jun			Jul			Ags		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
28.30	28.30	28.30	28.20	28.20	28.20	24.97	24.97	24.97	26.98	26.98	26.98	26.08	26.08	26.08
1.34	1.34	1.34	1.66	1.66	1.66	1.44	1.44	1.44	1.97	1.97	1.97	2.06	2.06	2.06
82.60	82.60	82.60	77.04	77.04	77.04	86.98	86.98	86.98	75.56	75.56	75.56	70.06	70.06	70.06
72.50	72.50	72.50	88.55	88.55	88.55	89.57	89.57	89.57	87.10	87.10	87.10	96.68	96.68	96.68
38.45	38.45	38.45	38.26	38.26	38.26	31.29	31.29	31.29	35.62	35.62	35.62	33.79	33.79	33.79
31.76	31.76	31.76	29.48	29.48	29.48	27.22	27.22	27.22	26.91	26.91	26.91	23.67	23.67	23.67
0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.74	0.74	0.74	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
16.37	16.37	16.37	16.35	16.35	16.35	15.62	15.62	15.62	16.16	16.16	16.16	15.55	15.55	15.55
14.50	14.50	14.50	13.23	13.23	13.23	12.35	12.35	12.35	12.93	12.93	12.93	14.08	14.08	14.08
9.30	9.30	9.30	9.63	9.63	9.63	9.06	9.06	9.06	9.31	9.31	9.31	10.87	10.87	10.87
6.69	6.69	6.69	8.78	8.78	8.78	4.07	4.07	4.07	8.71	8.71	8.71	10.12	10.12	10.12
0.09	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.13	0.13	0.13
0.75	0.75	0.75	0.90	0.90	0.90	0.91	0.91	0.91	0.88	0.88	0.88	0.97	0.97	0.97
1.13	1.13	1.13	1.48	1.48	1.48	1.56	1.56	1.56	1.60	1.60	1.60	1.90	1.90	1.90
0.58	0.58	0.58	0.66	0.66	0.66	0.61	0.61	0.61	0.73	0.73	0.73	0.75	0.75	0.75
5.41	5.41	5.41	5.75	5.75	5.75	4.51	4.51	4.51	5.62	5.62	5.62	6.58	6.58	6.58
1.00	1.00	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.41	5.41	5.41	5.46	5.46	5.46	4.29	4.29	4.29	5.62	5.62	5.62	6.58	6.58	6.58

Repository Universitas Brawijaya

Lanjutan Tabel 4.87

Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
26.82	26.82	26.82	29.09	29.09	29.09	28.03	28.03	28.03	28.70	28.70	28.70
2.35	2.35	2.35	2.05	2.05	2.05	1.77	1.77	1.77	1.61	1.61	1.61
64.59	64.59	64.59	62.81	62.81	62.81	67.35	67.35	67.35	79.93	79.93	79.93
94.00	94.00	94.00	97.10	97.10	97.10	81.37	81.37	81.37	45.84	45.84	45.84
35.29	35.29	35.29	40.27	40.27	40.27	37.77	37.77	37.77	39.22	39.22	39.22
22.79	22.79	22.79	25.29	25.29	25.29	25.44	25.44	25.44	31.35	31.35	31.35
0.76	0.76	0.76	0.79	0.79	0.79	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
0.24	0.24	0.24	0.21	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
16.05	16.05	16.05	16.55	16.55	16.55	16.31	16.31	16.31	16.46	16.46	16.46
15.30	15.30	15.30	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.00	16.00	16.00
11.59	11.59	11.59	12.47	12.47	12.47	11.10	11.10	11.10	7.96	7.96	7.96
12.50	12.50	12.50	14.98	14.98	14.98	12.33	12.33	12.33	7.87	7.87	7.87
0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.09	0.09	0.09
0.95	0.95	0.95	0.97	0.97	0.97	0.83	0.83	0.83	0.51	0.51	0.51
1.97	1.97	1.97	1.91	1.91	1.91	1.60	1.60	1.60	0.79	0.79	0.79
0.82	0.82	0.82	0.75	0.75	0.75	0.68	0.68	0.68	0.65	0.65	0.65
7.56	7.56	7.56	8.23	8.23	8.23	7.10	7.10	7.10	5.16	5.16	5.16
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
8.32	8.32	8.32	9.05	9.05	9.05	8.16	8.16	8.16	5.93	5.93	5.93

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.4.4 Analisa Ketersediaan Debit Metode F.J. Mock

Dalam menganalisa besarnya debit terdapat beberapa metode yang bisa dipakai, tetapi pada studi ini akan menggunakan metode F.J. Mock.

Contoh Perhitungan :

Menggunakan F.J. Mock pada Peiode I Bulan Januari Tahun 2005 :

1. Jumlah Hari = 10 hari (Data Curah Hujan)
2. Curah Hujan (P) = 26,5 mm (Data Curah Hujan)
3. Hari Hujan (h) = Hari Hujan St.Bandung + Hari HujanSt.Song Jambu II / 2
   = 3 + 3 / 2
   = 3 hari
4. Nilai Evapotraspiasi Potensial (Eto) dapat diliat pada Tabel 4.4 pada periode I Bulan Januari Tahun 2005 nilainya = 5,26 mm dikalikan jumlah hari pada setiap periode.
   Maka nilainya = 52,56 mm/10hari
5. Nilai Permukaan Lahan Terbuka = 40 %
6. (m/20) x (18-h) = ($\frac{40}{100}$ / 20) x (18-3)
   = 0,3
7. E = (Eto) x (m/20) x (18-h)
   = 52,56 x $\frac{40}{100}$ / 20 x 16
   = 15,77 mm/10hari
8. Et = Eto – E
   = 52,56 – 15,77
   = 36,79 mm/10hari
9. Ds = P – Et
   = 26,5 – 36,79
   = - 10,29 mm/10hari
10. Nilai Kandungan Air Tanah berdasarkan jika :
    Ds > 0 maka = 0
    Ds < 0 maka = Ds
    Maka nilainya = Ds
11. Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC) = 140mm/hari
12. Kelebihan Air (WS) = Ds – Kandungan Air Tanah
    = Ds – Ds

= 0 mm/10hari

13. Infiltrasi (I) = Ws x 0,3
= 0 x 0,3
= 0 mm/10hari

14. Volume Penyimpanan (Vn) = (0,5 x (1 + k) x I) + (k x V_{n-1})
= (0,5 x (1 + 0,7) x 0) + (0,7 x 68,902)
= 48,23 mm/10hari

15. Perubahan Volume Air (Dvn) = Vn – V_{n-1}
= 48,23 – 68,902
= - 20,67 mm/10hari

16. Aliran Dasar (BF) = I – DVn
= 0 – (-20,67)
= 20,67 mm/10hari

17. Aliran Langsung (DR) = WS – I
= 0 - 0
= 0 mm/10hari

18. Aliran (R) = BF + DR
= 20,67 + 0
= 20,67 mm/10hari

19. Debit Aliran Sungai (m^3/dt) = R x A

$$= \frac{1{,}8 \; x \; 20{,}67 \; x \; 1000}{Jumlah\ hari \; x \; 24 \; x \; 3600)}$$

= 0,043 m^3/dt

20. Debit Aliran Sungai (m^3/dt) $$= \frac{Debit\ Aliran\ Sungai \; x \; 86400 \; x \; Jumlah\ hari}{1000000}$$

$$= \frac{0{,}043 \; x \; 86400 \; x \; 10}{1000000}$$

= 0,037 m^3/10hari

Untuk Perhitungan Metode F.J. Mock selanjutnya akan ditabelkan pada tabel 4.88

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.88 Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2005

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		26.5	49.0	25.5	3.5	117.0	71.0	57.0	61.0	51.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		3	3	3	1	6	4	5	4	6
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.30	0.30	0.31	0.34	0.24	0.29	0.27	0.28	0.24
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		15.77	15.77	17.92	22.66	16.00	15.47	16.93	17.56	16.56
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		36.79	36.79	39.89	44.00	50.66	37.86	45.78	45.16	52.43
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		-10.29	12.21	-14.39	-40.50	66.34	33.14	11.22	15.84	-1.43
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		-10.29	0.00	-14.39	-40.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.43
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		140.00	140.00	125.61	85.11	140.00	140.00	140.00	140.00	138.57
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		0.00	12.21	0.00	0.00	66.34	33.14	11.22	15.84	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		0.00	4.88	0.00	0.00	26.54	13.25	4.49	6.34	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		0.00	4.15	0.00	0.00	22.56	11.27	3.81	5.39	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		48.23	33.76	26.54	18.58	13.00	24.89	25.31	20.39	18.04
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	68.9022	48.23	37.91	26.54	18.58	35.56	36.16	29.12	25.77	18.04
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-20.67	-10.32	-11.37	-7.96	16.98	0.60	-7.03	-3.35	-7.73
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		20.67	15.20	11.37	7.96	9.55	12.66	11.52	9.69	7.73
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		0.00	7.33	0.00	0.00	39.80	19.88	6.73	9.51	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		20.67	22.53	11.37	7.96	49.36	32.54	18.25	19.19	7.73
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0431	0.0469	0.0215	0.0166	0.1028	0.0847	0.0380	0.0400	0.0146
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		43.06	46.93	21.54	16.59	102.83	84.74	38.02	39.99	14.64
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.037	0.041	0.020	0.014	0.089	0.059	0.033	0.035	0.014

Lanjutan Tabel 4.88

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
114.5	54.5	25.5	0.0	0.0	1.0	0.0	31.0	22.0
7	3	3	0	0	1	0	4	2
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.23	0.30	0.30	0.36	0.36	0.35	0.36	0.28	0.32
12.45	16.24	16.24	19.66	19.66	21.03	15.44	12.01	13.72
41.69	37.90	37.90	34.96	34.96	39.05	27.44	30.87	29.16
72.81	16.60	-12.40	-34.96	-34.96	-38.05	-27.44	0.13	-7.16
0.00	0.00	-12.40	-34.96	-34.96	-38.05	-27.44	0.00	-7.16
140.00	140.00	127.60	92.64	57.69	19.63	-7.81	140.00	132.84
72.81	16.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	0.00
29.12	6.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00
24.75	5.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.00
12.63	26.17	22.27	15.59	10.91	7.64	5.35	3.74	2.65
37.38	31.81	22.27	15.59	10.91	7.64	5.35	3.79	2.65
19.34	-5.57	-9.54	-6.68	-4.68	-3.27	-2.29	-1.56	-1.14
9.78	12.21	9.54	6.68	4.68	3.27	2.29	1.61	1.14
43.68	9.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00
53.46	22.17	9.54	6.68	4.68	3.27	2.29	1.69	1.14
0.1114	0.0462	0.0119	0.0139	0.0097	0.0062	0.0048	0.0035	0.0024
111.39	46.19	19.88	13.92	9.74	6.20	4.77	3.51	2.37
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.096	0.040	0.017	0.012	0.008	0.006	0.004	0.003	0.002

Lanjutan Tabel 4.88

Jul			Ags			Sep		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
6.0	36.0	0.0	0.0	5.5	4.0	12.5	0.0	48.5
3	4	0	0	1	1	2	0	4
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.31	0.28	0.36	0.36	0.34	0.34	0.32	0.36	0.28
17.42	15.74	22.26	23.67	22.36	24.59	26.62	29.94	23.29
38.78	40.47	39.57	42.08	43.40	47.74	56.56	53.23	59.89
-32.78	-4.47	-39.57	-42.08	-37.90	-43.74	-44.06	-53.23	-11.39
-32.78	-4.47	-39.57	-42.08	-37.90	-43.74	-44.06	-53.23	-11.39
100.06	95.59	56.03	13.95	-23.95	-67.68	-111.74	-164.98	-176.37
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.85	1.30	0.91	0.64	0.45	0.31	0.22	0.15	0.11
1.85	1.30	0.91	0.64	0.45	0.31	0.22	0.15	0.11
-0.79	-0.56	-0.39	-0.27	-0.19	-0.13	-0.09	-0.07	-0.05
0.79	0.56	0.39	0.27	0.19	0.13	0.09	0.07	0.05
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.79	0.56	0.39	0.27	0.19	0.13	0.09	0.07	0.05
0.0017	0.0012	0.0007	0.0006	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001
1.66	1.16	0.74	0.57	0.40	0.25	0.19	0.14	0.10
10	10	11	10	10	11	10	10	10
0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Repository Universitas Brawijaya

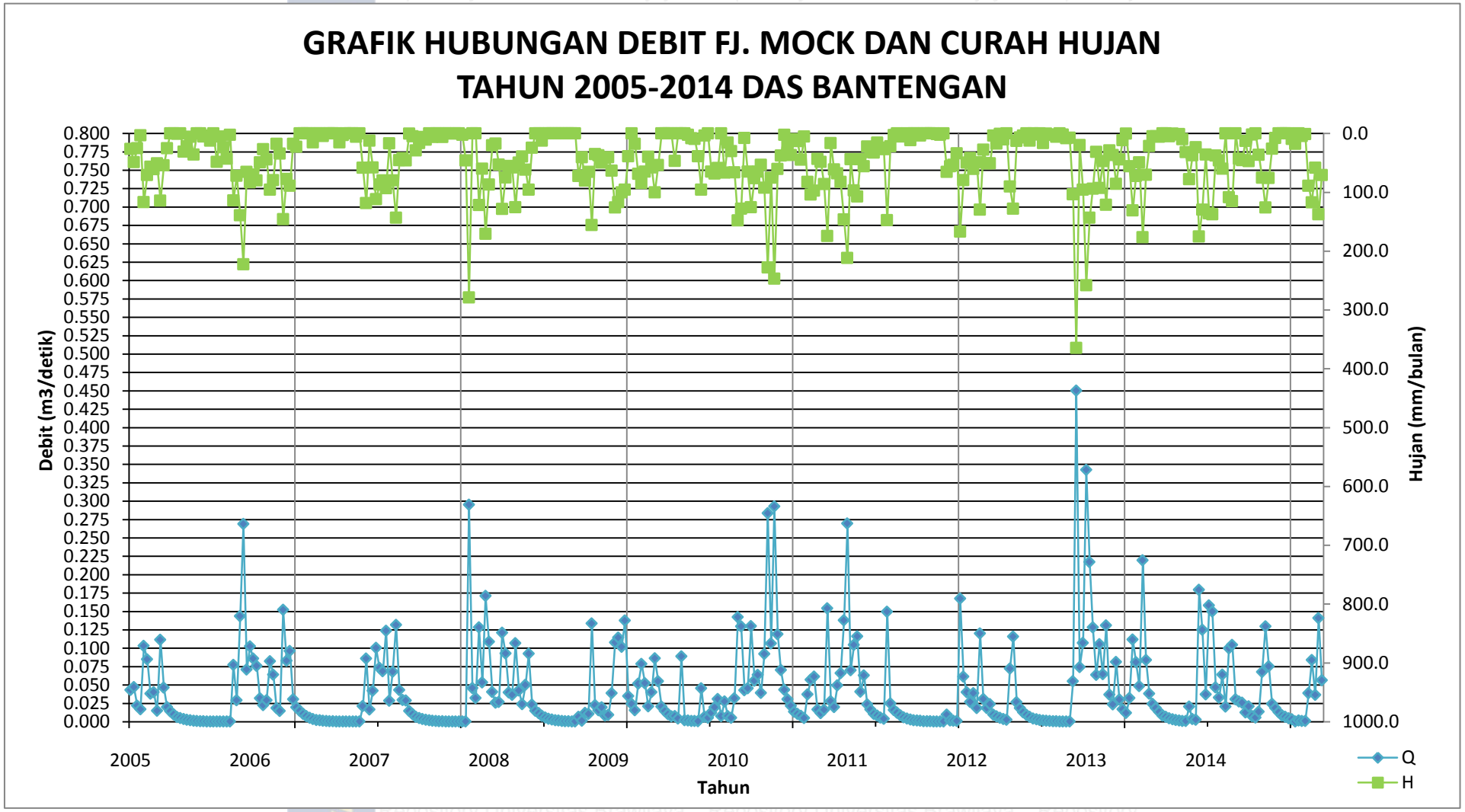
Lanjutan Tabel 4.88

Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
5.5	23.5	43.0	2.5	114.0	72.0	139.5	222.5	65.5
2	4	5	1	4	5	5	8	7
90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.33	0.29	0.26	0.34	0.29	0.27	0.27	0.20	0.23
29.87	26.25	25.89	27.74	23.66	22.03	16.02	11.86	15.01
60.64	64.26	73.68	53.85	57.93	59.57	43.31	47.46	50.25
-55.14	-40.76	-30.68	-51.35	56.07	12.43	96.19	175.04	15.25
-55.14	-40.76	-30.68	-51.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-231.51	-272.27	-302.95	-354.30	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	56.07	12.43	96.19	175.04	15.25
0.00	0.00	0.00	0.00	22.43	4.97	38.48	70.02	6.10
0.00	0.00	0.00	0.00	19.06	4.23	32.71	59.51	5.19
0.07	0.05	0.04	0.03	0.02	13.36	12.31	31.51	63.72
0.07	0.05	0.04	0.03	19.08	17.58	45.01	91.02	68.90
-0.03	-0.02	-0.02	-0.01	19.05	-1.50	27.43	46.01	-22.12
0.03	0.02	0.02	0.01	3.37	6.47	11.05	24.01	28.22
0.00	0.00	0.00	0.00	33.64	7.46	57.72	105.02	9.15
0.03	0.02	0.02	0.01	37.01	13.93	68.76	129.03	37.37
0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0771	0.0290	0.1433	0.2688	0.0708
0.07	0.05	0.03	0.02	77.11	29.02	143.26	268.81	70.78
10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.000	0.000	0.000	0.000	0.067	0.025	0.124	0.232	0.067

Lanjutan Tabel 4.88 Untuk Tahun 2006

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		83.5	70.0	80.0	49.5	27.0	44.5	96.0	79.5	18.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		7	3	7	7	1	5	4	6	4
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.23	0.31	0.23	0.23	0.34	0.27	0.28	0.25	0.29
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		12.09	16.29	13.30	15.33	22.66	14.40	17.56	15.68	20.01
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		40.47	36.26	44.52	51.33	44.00	38.93	45.16	47.04	48.98
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		43.03	33.74	35.48	-1.83	-17.00	5.57	50.84	32.46	-30.98
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	-1.83	-17.00	0.00	0.00	0.00	-30.98
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	138.17	121.18	140.00	140.00	140.00	109.02
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		43.03	33.74	35.48	0.00	0.00	5.57	50.84	32.46	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		17.21	13.49	14.19	0.00	0.00	2.23	20.34	12.99	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		14.63	11.47	12.06	0.00	0.00	1.89	17.29	11.04	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		48.23	44.00	38.83	35.63	24.94	17.46	13.55	21.58	22.83
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	68.90	62.86	55.47	50.90	35.63	24.94	19.35	30.83	32.62	22.83
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-6.04	-7.39	-4.58	-15.27	-10.69	-5.59	11.48	1.79	-9.79
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		23.25	20.88	18.77	15.27	10.69	7.82	8.86	11.20	9.79
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		25.82	20.24	21.29	0.00	0.00	3.34	30.51	19.48	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		49.07	41.12	40.06	15.27	10.69	11.16	39.36	30.68	9.79
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.1022	0.0857	0.0759	0.0318	0.0223	0.0291	0.0820	0.0639	0.0185
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		102.23	85.67	75.87	31.81	22.27	29.06	82.01	63.91	18.53
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		$m^3/10hr$		0.088	0.074	0.072	0.027	0.019	0.020	0.071	0.055	0.018

Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository
Repository Universitas Brawijaya Repository Universitas Brawijaya Repository



Gambar 4.13 Grafik Hubungan Debit F.J. Mock dan Curah Hujan Tahun 2005 - 2014

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.4.5 Data Debit *Inflow*

Tabel 4.89 Data Debit *Inflow*

Bulan	Periode	Debit (m3/dt)									
Tahun		2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
	1	0.043	0.102	0.016	0.109	0.009	0.008	0.269	0.040	0.342	0.037
Jan	2	0.047	0.086	0.042	0.040	0.039	0.005	0.070	0.027	0.217	0.158
	3	0.022	0.076	0.100	0.026	0.108	0.032	0.104	0.039	0.128	0.150
	1	0.017	0.032	0.073	0.027	0.114	0.142	0.116	0.019	0.063	0.046
Feb	2	0.103	0.022	0.068	0.121	0.101	0.130	0.041	0.120	0.105	0.033
	3	0.085	0.029	0.124	0.093	0.137	0.043	0.063	0.031	0.064	0.064
	1	0.038	0.082	0.028	0.039	0.035	0.045	0.023	0.018	0.131	0.020
Maret	2	0.040	0.064	0.068	0.036	0.024	0.130	0.016	0.024	0.037	0.100
	3	0.015	0.019	0.131	0.107	0.015	0.056	0.010	0.009	0.023	0.104
	1	0.111	0.014	0.043	0.042	0.052	0.064	0.008	0.007	0.081	0.030
April	2	0.046	0.152	0.029	0.024	0.079	0.039	0.006	0.005	0.030	0.027
	3	0.020	0.083	0.029	0.050	0.052	0.092	0.004	0.004	0.017	0.026
	1	0.014	0.096	0.014	0.092	0.021	0.283	0.149	0.002	0.012	0.013
Mei	2	0.010	0.030	0.010	0.023	0.040	0.106	0.025	0.072	0.032	0.021
	3	0.006	0.019	0.006	0.015	0.086	0.293	0.016	0.115	0.111	0.007
	1	0.005	0.015	0.005	0.011	0.055	0.119	0.012	0.026	0.081	0.006
Juni	2	0.004	0.010	0.003	0.008	0.021	0.070	0.008	0.018	0.048	0.013
	3	0.002	0.007	0.002	0.006	0.014	0.043	0.006	0.013	0.219	0.067
	1	0.002	0.005	0.002	0.004	0.010	0.030	0.004	0.009	0.084	0.130
Juli	2	0.001	0.004	0.001	0.003	0.007	0.021	0.003	0.006	0.038	0.075
	3	0.001	0.002	0.001	0.002	0.008	0.014	0.002	0.004	0.024	0.024
	1	0.001	0.002	0.001	0.001	0.004	0.010	0.001	0.003	0.019	0.018
Agust	2	0.000	0.001	0.000	0.001	0.089	0.008	0.001	0.002	0.013	0.013
	3	0.000	0.001	0.000	0.001	0.002	0.005	0.001	0.001	0.008	0.008
	1	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.037	0.000	0.001	0.006	0.006
Sept	2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.057	0.000	0.001	0.004	0.004
	3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.061	0.000	0.001	0.003	0.003
	1	0.000	0.000	0.000	0.007	0.000	0.017	0.000	0.000	0.002	0.000
Oktober	2	0.000	0.000	0.000	0.001	0.045	0.012	0.000	0.000	0.002	0.002
	3	0.000	0.000	0.000	0.012	0.007	0.016	0.000	0.000	0.001	0.001
	1	0.000	0.000	0.295	0.011	0.005	0.154	0.009	0.000	0.001	0.001
Nop	2	0.077	0.000	0.046	0.133	0.012	0.028	0.001	0.000	0.020	0.039
	3	0.029	0.000	0.032	0.022	0.019	0.020	0.001	0.055	0.003	0.084
	1	0.143	0.000	0.128	0.016	0.031	0.049	0.001	0.450	0.002	0.036
Des	2	0.269	0.021	0.053	0.019	0.008	0.066	0.167	0.074	0.179	0.141
	3	0.071	0.086	0.171	0.008	0.027	0.138	0.061	0.107	0.125	0.056
Rerata		0.034	0.030	0.042	0.031	0.035	0.068	0.033	0.036	0.063	0.043

Bulan	Periode	Debit (m3/dt)									
Jumlah		1.221	1.062	1.524	1.108	1.278	2.440	1.200	1.304	2.278	1.563
Minimum		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.001	0.000
Maksimum		0.269	0.152	0.295	0.133	0.137	0.293	0.269	0.450	0.342	0.158

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

4.4.6 Perhitungan Debit Andalan

Perhitungan debit andalan menggunakan analisa tahun dasar perencanaan *(basic years)*. Keandalan debit digunakan sebesar 26,02%, 50,68%, 75,34%, dan 97,30%. Dalam analisa debit andalan, data yang digunakan adalah data debit sungai Bantengan. Berikut ini langkah-langkah perhitungan debit andalan menggunakan metode *basic years* :

1. Mengurutkan data debit tahunan dari besar ke kecil, seperti yang ditunjukan pada Tabel 4.867.
2. Mengitung nilai probabilitas dengan menggunakan persamaan *Weibull*.

- Probabilitas 97,30%

P = 97,30%

n = 10

P $= \frac{m}{n+1} x100\%$

97,30% $= \frac{m}{10+1} x100\%$

m = 10,703 ≃ 10

- Probabilitas 75,34%

P = 75,34%

n = 10

P $= \frac{m}{n+1} x100\%$

75,34% $= \frac{m}{10+1} x100\%$

m = 8,29 ≃ 8

- Probabilitas 50,68%

P = 50,68%

n = 10

P $= \frac{m}{n+1} x100\%$

50,68% $= \frac{m}{10+1} x100\%$

m = 5,57 ≃ 5

- Probabilitas 26,02%

P = 26,02%

n = 10

P $= \frac{m}{n+1} x100\%$

26,02% $= \frac{m}{10+1} x100\%$

m $= 2{,}86 \rightarrow 3$

Tabel 4.90 Perhitungan Debit Andalan

No.	Total Debit		Total Debit Terurut		Probabilitas %
	Tahun	Q (m3/dt)	Tahun	Q (m3/dt)	
1	2005	1.221	2010	2.440	
2	2006	1.062	2013	2.278	
3	2007	1.524	2014	1.563	26,02%
4	2008	1.108	2007	1.524	
5	2009	1.278	2012	1.304	50,68%
6	2010	2.440	2009	1.278	
7	2011	1.200	2005	1.221	
8	2012	1.304	2011	1.200	75,34%
9	2013	2.278	2008	1.108	
10	2014	1.563	2006	1.062	97,30%

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Berdasarkan hasil perhitungan degan persamaan *Weibull* maka diketahui debit keandalan 97,30% dengan urutan ke 10 menggunakan debit pada tahun 2006. Debit keandalan 75,34% dengan nomor urutan 8 menggunakan debit pada tahun 2011. Debit dengan keandalan 50,68% dengan nomor urut 5 menggunakan debit pada tahun 2012. Debit keandalan 26,01% dengan nomr urut 3 menggunakan debit pada tahun 2014. Untuk rekapitulasi masing-masing keandalan akan ditabelkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.91 Rekapitulasi Debit Andalan

Bulan	Periode	Keandalan			
		97,30 (Tahun 2006)	75,34 (Tahun 2011)	50,68 (Tahun 2012)	26,02 (Tahun 2014)
Jan	I	0.102	0.269	0.040	0.037
	II	0.086	0.070	0.027	0.158
	III	0.076	0.104	0.039	0.150
Feb	I	0.032	0.116	0.019	0.046
	II	0.022	0.041	0.120	0.033
	III	0.029	0.063	0.031	0.064

Bulan	Periode	Keandalan			
		97,30 (Tahun 2006)	75,34 (Tahun 2011)	50,68 (Tahun 2012)	26,02 (Tahun 2014)
Mar	I	0.082	0.023	0.018	0.020
	II	0.064	0.016	0.024	0.100
	III	0.019	0.010	0.009	0.104
April	I	0.014	0.008	0.007	0.030
	II	0.152	0.006	0.005	0.027
	III	0.083	0.004	0.004	0.026
Mei	I	0.096	0.149	0.002	0.013
	II	0.030	0.025	0.072	0.021
	III	0.019	0.016	0.115	0.007
Juni	I	0.015	0.012	0.026	0.006
	II	0.010	0.008	0.018	0.013
	III	0.007	0.006	0.013	0.067
Juli	I	0.005	0.004	0.009	0.130
	II	0.004	0.003	0.006	0.075
	III	0.002	0.002	0.004	0.024
Agustus	I	0.002	0.001	0.003	0.018
	II	0.001	0.001	0.002	0.013
	III	0.001	0.001	0.001	0.008
September	I	0.001	0.000	0.001	0.006
	II	0.000	0.000	0.001	0.004
	III	0.000	0.000	0.001	0.003
Oktober	I	0.000	0.000	0.000	0.000
	II	0.000	0.000	0.000	0.002
	III	0.000	0.000	0.000	0.001
November	I	0.000	0.009	0.000	0.001
	II	0.000	0.001	0.000	0.039
	III	0.000	0.001	0.055	0.084
Desember	I	0.000	0.001	0.450	0.036
	II	0.021	0.167	0.074	0.141
	III	0.086	0.061	0.107	0.056

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

4.5 Simulasi Tampungan Embung

Analisa simulasi embung dilakukan berdasarkan pada ketersediaan debit sungai yang masuk dan jumlah kebutuhan air. Dalam operasi embung Bantengan mempunyai skala prioritas untuk melayani kebutuhan air baku. Perilaku yang diterapkan pada simulasi embung Bantengan adalah sebagai berikut :

1. Simulasi dilakukan menggunakan debit *inflow* pada tahun 2005 sampai 2014.
2. Operasi embung berdasarkan pertimbangan antara aliran masuk dan aliran keluar.

3. Awal simulasi dilakukan pada saat kondisi tampungan embung dalam keadaan penuh setelahmasa pengisian pada musim hujan.

4.5.1 Perhitungan Simulasi Embung Bantengan

Berikut ini langkah-langkah perhitungan simulasi untuk tahun 2005 :

Contoh Perhitungan :

1. Periode bulanan
2. Bulan Januari
3. Periode I
4. Jumlah hari pada Januari periode I = 10 hari
5. *Inflow* debit yang digunakan adalah inflow tahun 2005, Januari Periode I
   = 0,043 m^3/dt
6. Total *inflow* debit periode I
   = 10 x 0,043 x 24 x3600
   = 37207,185 m^3
7. Kebutuhan air baku
   = 0,003 m^3/dt
8. Total kebutuhan air baku
   = 0,003 x 10 x 24 x 3600
   = 2458,089 m^3
9. Evaporasi Januari Periode I
   = 5,256 mm/hari
10. Jumlah Evaporasi
    = 5,256 x 100,440 m^2 x 10 /1000
    = 5,279 m^3
11. Total Outflow
    = 2458,089 + 5,279
    = 2463,368 m^3
12. Defisit (I-O)
    = 37270,185 – 2463,368
    = 34743,816 m^3
13. Si+1
    = Kapasitas Tampungan Efektif + Inflow – Outflow
    = 20223,996 + 37270,185 – 2463,368
    = 54967,812 m^3

14. S Akhir Periode

    = Jika Si+1 < 0 maka 0

      Jika Si+1 > Seff maka Seff

      Jika Si+1 > 0 < Seff maka Si+1

    = 20223,996 m^3

15. S Total Periode

    = 20223,996 + Kapasitas Tampungan Mati

    = 20223,996 + 124,956

    = 20348,952 m^3

16. Elevasi

    S Total Periode pada elevasi +112

17. Luas Genangan

    Luas Genangan pada elevasi +112

    = 100,448 m^2

18. Luas Genangandalam Ha

    = 100,440 m^2/10000

    = 0,010 Ha

19. SpillOut

    = Si+1 – Kapasitas Tampungan Efektif

    = 54967,812 – 20223,996

    = 34743,816 m^3

20. SpillOut

    = 34743,816 m^3x1000/(10x243600)

    = 40,213 lt/dt

21. Keterangan

    = Jika S total periode > Tampungan mati = Sukses

    = Jika S total periode < Tampungan mati = Gagal

    = Sukses

Perhitungan simulasinya akan ditabelkan pada tabel dibawah ini :

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.92 Simulasi Embung Bantengan Tahun 2005

Jumlah Periode Sukses : 88,889 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
													20223.996	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.043	37207.185	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	34743.816	54967.812	20223.996	112.000	100.448	0.010	34743.816	40.213	Sukses
2		II	10	0.047	40550.237	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	38086.869	58310.865	20223.996	112.000	100.448	0.010	38086.869	44.082	Sukses
3		III	11	0.022	20473.234	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	17763.529	37987.525	20223.996	112.000	100.448	0.010	17763.529	18.691	Sukses
4	Peb	I	10	0.017	14331.264	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	11866.479	32090.475	20223.996	112.000	100.448	0.010	11866.479	13.734	Sukses
5		II	10	0.103	88842.137	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	86377.352	106601.348	20223.996	112.000	100.448	0.010	86377.352	99.974	Sukses
6		III	9	0.085	65890.303	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	63671.997	83895.993	20223.996	112.000	100.448	0.010	63671.997	81.883	Sukses
7	Maret	I	10	0.038	32851.528	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	30387.139	50611.135	20223.996	112.000	100.448	0.010	30387.139	35.170	Sukses
8		II	10	0.040	34550.440	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	32086.051	52310.047	20223.996	112.000	100.448	0.010	32086.051	37.137	Sukses
9		III	11	0.015	13918.144	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	11207.316	31431.312	20223.996	112.000	100.448	0.010	11207.316	11.792	Sukses
10	April	I	10	0.111	96236.990	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	93773.462	113997.458	20223.996	112.000	100.448	0.010	93773.462	108.534	Sukses
11		II	10	0.046	39904.361	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	37440.833	57664.829	20223.996	112.000	100.448	0.010	37440.833	43.334	Sukses
12		III	10	0.020	17178.232	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	14714.704	34938.700	20223.996	112.000	100.448	0.010	14714.704	17.031	Sukses
13	Mei	I	10	0.014	12024.762	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	9561.187	29785.183	20223.996	112.000	100.448	0.010	9561.187	11.066	Sukses
14		II	10	0.010	8417.334	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	5953.758	26177.754	20223.996	112.000	100.448	0.010	5953.758	6.891	Sukses
15		III	11	0.006	5892.134	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	3182.201	23406.197	20223.996	112.000	100.448	0.010	3182.201	3.348	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.005	4124.494	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	1662.097	21886.093	20223.996	112.000	100.448	0.010	1662.097	1.924	Sukses
17		II	10	0.004	3036.951	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	574.555	20798.551	20223.996	112.000	100.448	0.010	574.555	0.665	Sukses
18		III	10	0.002	2044.154	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	-418.243	19805.753	19805.753	111.903	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
19	Juli	I	10	0.002	1430.908	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	-1032.827	18772.926	18772.926	111.664	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
20		II	10	0.001	1001.635	0.003	2458.089	5.620	5.645	2463.735	-1462.099	17310.827	17310.827	111.325	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
21		III	11	0.001	701.145	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	-2008.963	15301.864	15301.864	110.827	100.443	0.010	0.000	0.000	Sukses
22	Aguts	I	10	0.001	490.801	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-1973.892	13327.972	13327.972	110.263	100.441	0.010	0.000	0.000	Sukses
23		II	10	0.000	343.561	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-2121.132	11206.840	11206.840	109.588	100.439	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.000	240.493	0.003	2703.898	6.575	7.264	2711.162	-2470.670	8736.170	8736.170	108.692	100.435	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.000	168.345	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2298.098	6438.072	6438.072	107.702	100.431	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.000	117.841	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2348.601	4089.471	4089.471	106.406	100.426	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.000	82.489	0.003	2458.089	8.318	8.353	2466.442	-2383.953	1705.517	1705.517	104.328	100.417	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	57.742	0.003	2458.089	9.051	9.089	0.000	57.742	1763.260	1763.260	104.396	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
29		II	10	0.000	40.420	0.003	2458.089	9.051	9.089	0.000	40.420	1803.679	1803.679	104.444	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
30		III	11	0.000	28.294	0.003	2703.898	9.051	9.998	0.000	28.294	1831.973	1831.973	104.478	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
31	Nov	I	10	0.000	19.806	0.003	2458.089	8.160	8.194	0.000	19.806	1851.778	1851.778	104.501	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
32		II	10	0.077	66619.323	0.003	2458.089	8.160	8.194	2466.283	64153.040	66004.818	20223.996	112.000	100.448	0.010	45780.822	52.987	Sukses
33		III	10	0.029	25073.958	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	22607.673	42831.669	20223.996	112.000	100.448	0.010	22607.673	26.166	Sukses
34	Des	I	10	0.143	123772.411	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	121308.363	141532.359	20223.996	112.000	100.448	0.010	121308.363	140.403	Sukses
35		II	10	0.269	232255.520	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	229791.472	250015.468	20223.996	112.000	100.448	0.010	229791.472	265.962	Sukses
36		III	11	0.071	67272.213	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	64561.760	84785.756	20223.996	112.000	100.448	0.010	64561.760	67.931	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.6 Perencanaan Pelimpah

Bangunan pelimpah untuk Embung Bantengan ini direncanakan bertipe pelimpah langsung (*overflow weir type*). Dasar yang digunakan untuk perencanaan bangunan pelimpah tersebut adalah :

- Debit banjir rancangan yang digunakan dalam perencanaan ini yaitu debit dengan kala ulang 100 tahun sebesar 32,406 m^3/dt yang merupakan Q rancangan HSS Snyder. Hasil tersebut merupakan hasil debit rancangan dengan debit aliran dasar sebesar 0,989 m^3/dt.
- Elevasi muka air normal yang dipertahankan yaitu pada elevasi +112,00.

Pelimpah yang direncanakan dengan panjang pelimpah (B) = 10 m, dengan tinggi pelimpah 2 m.

4.6.1 Penentuan Koefisien Debit

Dalam penentuan koefisien debit limpasan, pertama kali harus dilakukan yaitu dengan mencari nilai koefisien C. Perhitungan koefisien debit pelimpah (C) dapat diperoleh dengan cara coba-coba. Berikut ini merupakan perhitungan koefisien debit pelimpah (C).

C mula-mula = 2,195

Q_{100} = 32,406 m^3/dt

Panjang Pelimpah (B) = 10 m

Tinggi Ambang Pelimpah (W) = 2,00 m

Perhitungan Awal:

Hd $= \left(\frac{Q}{C\ .\ B}\right)^{\frac{3}{2}}$

$= \left(\frac{32{,}406}{2{,}195\ .\ 10}\right)^{\frac{3}{2}}$

= 1,301 m

a $= \frac{\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{Hd}{W}\right)^{0{,}99}\right)\right)}{1+\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{Hd}{W}\right)^{0{,}99}\right)\right)}$

$= \frac{\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{1{,}301}{10}\right)^{0{,}99}\right)\right)}{1+\left(0{,}6-\left(0{,}0416\times\left(\frac{1.301}{10}\right)^{0{,}99}\right)\right)}$

= 0,574 m

$$C_{Hitung} = 1{,}6 \times \frac{\left(1+\left(2\times a\times\frac{Hd}{Hd}\right)\right)}{\left(1+\left(a\times\frac{Hd}{Hd}\right)\right)}$$

$$= 1{,}6 \times \frac{\left(1+\left(2\times 0{,}574\times\frac{1{,}301}{1{,}301}\right)\right)}{\left(1+\left(0{,}574\times\frac{1{,}301}{1{,}301}\right)\right)}$$

$$= 2{,}183$$

Hasil perhitungan koefien C coba-coba ditampilkan pada tabel 4.93

Tabel 4.93 Perhitungan Harga Koefisien Debit (C)

C Asumsi	Hd	a	C hitung
2.10000	1.33538	0.57287	2.18275
2.18275	1.30141	0.57353	2.18318
2.18318	1.30124	0.57354	2.18318

Sumber: Hasil Perhitungan, 2016

Perhitungan selanjutnya yaitu mencari hubungan C – B – Q di atas pelimpah. Perhitungan dimulai dari elevasi puncak ambang yaitu + 112,00. Pada elevasi +112,00 tidak ada tinggi muka air di atas ambang, maka menghasilkan Q = 0 m^3/dt. Selanjutnya muka air mengalami kenaikan setinggi 0,1 m dari puncak ambang atau elevasi +112,00, sehingga :

H = interval ketinggian air di atas pelimpah

= 0,1

H/Hd = interval ketinggian/Hd

= 0,1/1,301 m

= 0,077 m

Ka = Hasil L_IPOL dari tabel ka

= 0,168

B = B' – (2 × (0 + Ka) × H

= 10 – (2 × (0 + 0,17) × 0,1

= 9,966 m

$$C = 1{,}6 \times \frac{\left(1+\left(2\times a\times\frac{H}{Hd}\right)\right)}{\left(1+\left(a\times\frac{H}{Hd}\right)\right)}$$

$$= 1{,}6 \times \frac{\left(1+\left(2\times 0{,}574\times\frac{0{,}1}{1{,}301}\right)\right)}{\left(1+\left(0{,}574\times\frac{0{,}1}{1{,}301}\right)\right)}$$

$$= 1{,}668$$

$Q = C . B . H^{3/2}$

$= 1{,}668 . 9{,}966 . 0{,}1^{3/2}$

$= 0{,}526\ m^3/dt$

Hasil perhitungan hubungan C – B – Q ditampilkan pada tabel 4.94

Tabel 4.94 Hubungan C – B – Q di atas Pelimpah

Elevasi	H	H/Hd	Ka	C	Lebar Efektif	Qpelimpah
(m)	(m)	(m)			(m)	(m^3/dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
113.0	0.0	0.000	0.170	1.600	10.000	0.000
113.1	0.1	0.077	0.168	1.668	9.966	0.526
113.2	0.2	0.154	0.166	1.730	9.934	1.537
113.3	0.3	0.231	0.164	1.787	9.901	2.907
113.4	0.4	0.307	0.162	1.840	9.870	4.594
113.5	0.5	0.384	0.160	1.889	9.840	6.571
113.6	0.6	0.461	0.157	1.935	9.812	8.822
113.7	0.7	0.538	0.153	1.977	9.786	11.332
113.8	0.8	0.615	0.149	2.017	9.762	14.089
113.9	0.9	0.692	0.143	2.054	9.742	17.089
114.0	1.0	0.768	0.137	2.089	9.725	20.321
114.1	1.1	0.845	0.130	2.122	9.713	23.784
114.2	1.2	0.922	0.123	2.154	9.705	27.474
114.3	1.3	0.999	0.115	2.183	9.701	31.386
114.4	1.4	1.076	0.104	2.211	9.710	35.556
114.5	1.5	1.153	0.092	2.237	9.724	39.958
114.6	1.6	1.230	0.080	2.262	9.745	44.604
114.7	1.7	1.306	0.066	2.285	9.774	49.512
114.8	1.8	1.383	0.053	2.308	9.809	54.671
114.9	1.9	1.460	0.000	2.329	10.000	61.002
115.0	2.0	1.537	0.000	2.350	10.000	66.457

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Perhitungan selanjutnya yaitu mencari hubungan H – S – Q di atas pelimpah :

Tabel 4.95 Hubungan H – S – Q di Atas Pelimpah

Elevasi	H	S	Δs=S-Seff	Δs/dt	Qpelimpah	Q/2	ψ	ϕ
(m)	(m)	(m^3)	(m^3)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
112.0	0.0	20348.952	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
112.1	0.1	20871.326	522.374	0.145	0.526	0.263	-0.118	0.408
112.2	0.2	21393.700	1044.748	0.290	1.537	0.768	-0.478	1.059
112.3	0.3	21916.073	1567.121	0.435	2.907	1.454	-1.018	1.889
112.4	0.4	22438.447	2089.495	0.580	4.594	2.297	-1.717	2.877
112.5	0.5	22960.821	2611.869	0.726	6.571	3.286	-2.560	4.011
112.6	0.6	23483.195	3134.243	0.871	8.822	4.411	-3.540	5.282
112.7	0.7	24005.569	3656.617	1.016	11.332	5.666	-4.650	6.682
112.8	0.8	24527.942	4178.990	1.161	14.089	7.045	-5.884	8.206
112.9	0.9	25050.316	4701.364	1.306	17.089	8.545	-7.239	9.851
113.0	1.0	25572.690	5223.738	1.451	20.321	10.160	-8.709	11.611
113.1	1.1	26173.501	5824.549	1.618	23.784	11.892	-10.274	13.510
113.2	1.2	26774.311	6425.359	1.785	27.474	13.737	-11.952	15.522
113.3	1.3	27375.122	7026.170	1.952	31.386	15.693	-13.741	17.645
113.4	1.4	27975.932	7626.980	2.119	35.556	17.778	-15.659	19.896
113.5	1.5	28576.743	8227.791	2.285	39.958	19.979	-17.693	22.264
113.6	1.6	29177.554	8828.602	2.452	44.604	22.302	-19.850	24.755
113.7	1.7	29778.364	9429.412	2.619	49.512	24.756	-22.137	27.375
113.8	1.8	30379.175	10030.223	2.786	54.671	27.336	-24.549	30.122
113.9	1.9	30979.985	10631.033	2.953	61.002	30.501	-27.548	33.454
114.0	2.0	31580.796	11231.844	3.120	66.457	33.229	-30.109	36.349

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Keterangan:

(1) Elevasi

(2) Tinggi air di atas pelimpah

(3) Interpolasi dari (Tabel 4.77 Hubungan Elevasi, Luas dan Volume Bantengan)

(4) Δs = Selisih Tampungan

(5) Δs/3600

(6) Debit pada pelimpah

(7) Q/2

(8) Δs/dt – Q/2

(9) Q pelimpah Δs/dt + Q/2

Contoh perhitungan pada elevasi +112,1 m sebagai berikut.

H = 0,1 m

Dengan rumus formula L_IPOL pada microsoft excel kemudian melihat elevasi dan volume tampungan Embung Bantengan pada lengkung kapasitas waduk, jumlah volume tampungan pada elevasi +112,1 m adalah sebesar 20871,326 m^3.

Δs = S – Seff

= 20348,952 – 20871,326

= 522,374 m^3

$\Delta s/dT = \frac{522,374}{3600}$

= 0,145 m^3/dt

Q = 0,526 m^3/dt

ψ = ($\Delta s/dT$) - (Q/2)

= 0,145 - (0,526 /2)

= - 0,118 m^3/dt

φ = $\Delta s/dT$ + Q/2

= 0,145 + 0,263

= 0,408 m^3/dt

4.6.2 Penelusuran Banjir di Atas Pelimpah

Penelusuran banjir (*flood routing*) melalui pelimpah dimaksudkan untuk mengetahui tinggi muka air di atas mercu pelimpah ketika suatu debit banjir melewati pelimpah. Debit banjir rancangan yang digunakan dalam penelusuran banjir ini adalah debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 tahun (Q_{100th}) sebesar 32,406 m^3/dt yang merupakan Q rancangan menggunakan metode HSS Snyder. Hasil peneluran banjir di atas pelimpah ditampilkan pada tabel 4.94. Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan :

- Q *inflow* maksimum = 32,406 m^3/dt
- Q *outflow* maksimum = 31,591 m^3/dt
- Tinggi muka air di atas pelimpah = 1,305 m
- Elevasi muka air banjir maksimum = + 113,305

Tabel 4.96 Perhitungan Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) di atas Pelimpah

Waktu	Inflow (Q_{100})	$(I_1+I_2)/2$	ψ	ϕ	Outflow	H	Elevasi
(jam)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m)	(+m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.00	0.989				0.989	0.146	112.146
1.00	19.416	10.202	-0.283	9.920	17.216	0.904	112.904
2.00	30.687	25.052	-7.296	17.755	31.591	1.305	113.305
3.00	32.406	31.547	-13.836	17.711	31.509	1.303	113.303
4.00	30.549	31.477	-13.798	17.679	31.450	1.302	113.302
5.00	27.557	29.053	-13.771	15.282	27.034	1.188	113.188
6.00	24.426	25.992	-11.752	14.239	25.122	1.136	113.136
7.00	19.780	22.103	-10.883	11.220	19.603	0.978	112.978
8.00	15.049	17.414	-8.383	9.032	15.596	0.850	112.850
9.00	11.211	13.130	-6.564	6.566	11.124	0.692	112.692
11.00	8.312	9.761	-4.558	5.203	8.683	0.594	112.594
12.00	6.190	7.251	-3.480	3.771	6.153	0.479	112.479
13.00	4.663	5.427	-2.382	3.045	4.886	0.415	112.415
14.00	3.574	4.119	-1.841	2.277	3.570	0.339	112.339
15.00	2.804	3.189	-1.293	1.896	2.920	0.301	112.301
16.00	2.260	2.532	-1.023	1.508	2.279	0.254	112.254
17.00	1.878	2.069	-0.771	1.298	1.932	0.229	112.229
18.00	1.610	1.744	-0.634	1.110	1.621	0.206	112.206
19.00	1.422	1.516	-0.511	1.005	1.453	0.192	112.192
20.00	1.291	1.357	-0.448	0.908	1.303	0.177	112.177
21.00	1.199	1.245	-0.395	0.850	1.213	0.168	112.168
22.00	1.135	1.167	-0.363	0.805	1.142	0.161	112.161
23.00	1.091	1.113	-0.337	0.776	1.097	0.157	112.157
24.00	1.060	1.075	-0.321	0.754	1.063	0.153	112.153

Sumber : Hasil Perhitungan,2016

Keterangan :

(1) Waktu penelusuran banjir

(2) Debit inflow (Q_{100th})

(3) Rata-rata debit *inflow*

(4) Interpolasi antara nilai Q dan ψ

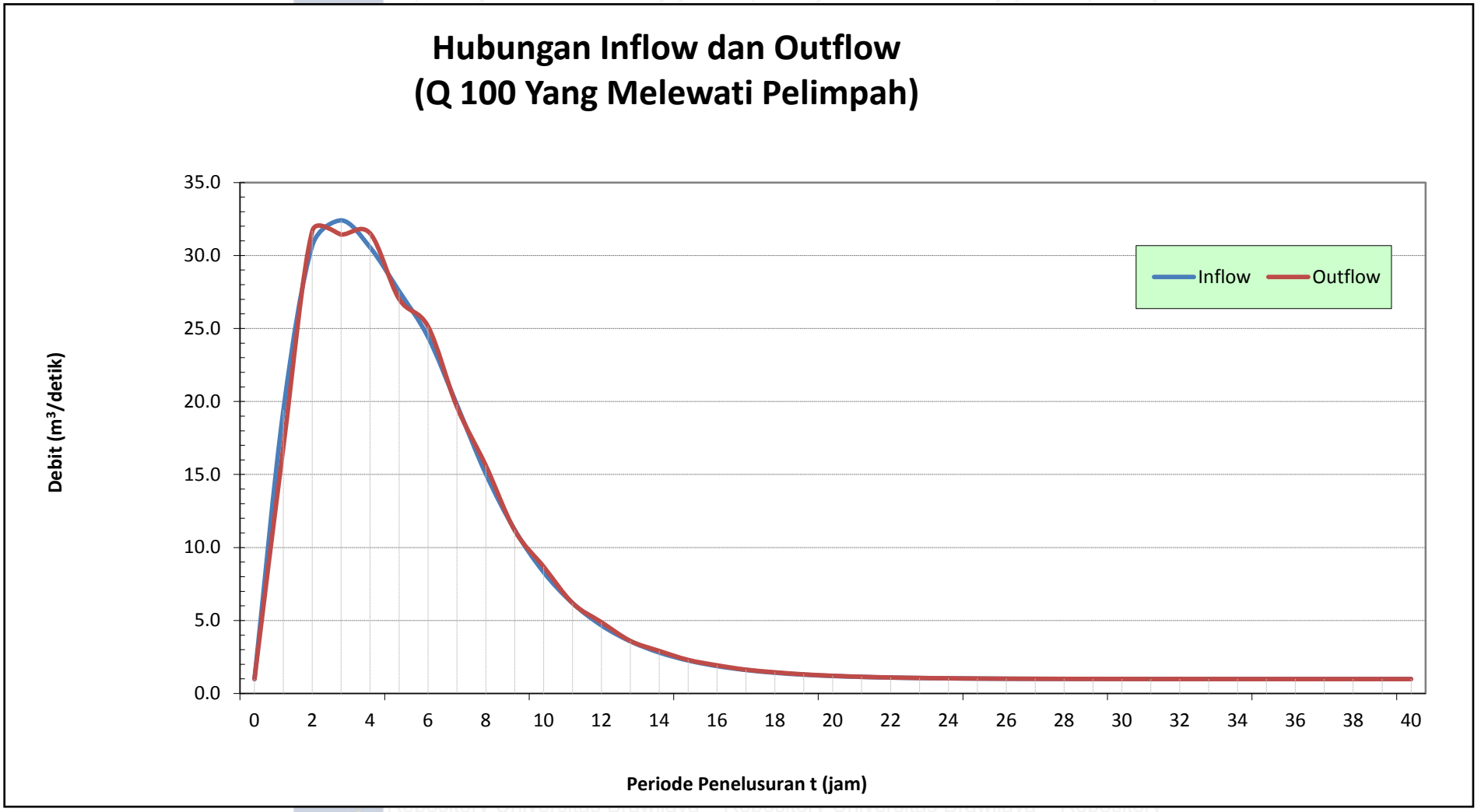
(5) (3) + (4)

(6) Interpolasi nilai φ dan Q

(7) Interpolasi antara nilai Q dan H

(8) 112,00 + (7)

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.14 Grafik Hubungan *Inflow* dan *Outflow* Pada Pelimpah

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

Perhitungan mercu pelimpah pada Embung Bantengan menggunakan Q100 Tahun yang merupakan hasil perhitungan Q rancangan menggunakan metode HSS Snyder sebesar 32.406 m^3/dt. Dalam studi ini perencanaan mercu menggunakan tipe Ogee I. berikut ini perhitungannya :

Kala ulang (T) = 100

Debit *inflow* maksimum (Qi) = 32,406 m^3/dt

Debit outflow pelimpah (Qo) = 31,591 m^3/dt

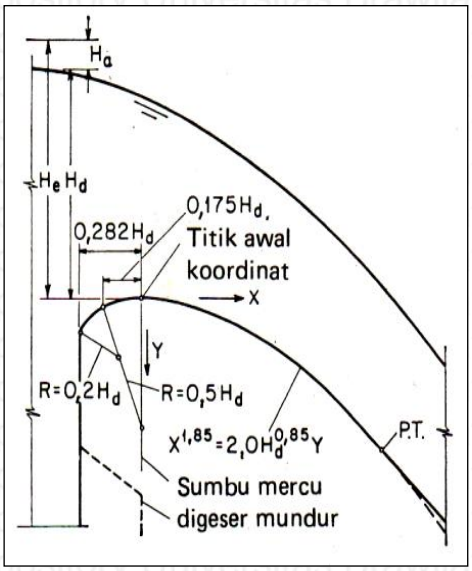
Lembar ambang pelimpah (B) = 10 m

Kedalaman aliran di atas ambang (Hd) = 1,305 m

Kedalaman aliran kritis di atas ambang (Hc) = $\left(\left(\frac{Qo}{\frac{B}{9,81}}\right)^2\right)^{1/3}$

= 1,006 m

Kemiringan tubuh spillway (Z) = 1



Gambar 4.15 Pelimpah Ogee Tipe I

Persamaan Lengkung *Harold* untuk pelimpah tipe Ogee I adalah sebagai berikut :

$X^{1,85} = 2 \times Hd^{0,85} \times Y$

Sehingga didapatkan

$Y = 0,399 \times X^{1,85}$

$Y' = 0,738 \times X^{0,85}$

Titik awal melalui gradient :

misal,

$Y' = 1$

1 = 0,738 x $X^{0,85}$

$X^{0,85}$ = 1,356

X = 1,430

Y = 0,399 x $X^{1,85}$

Y = 0,773

Dari persamaan diatas didapatkan perhitungan Lengkung *Harold* yang akan ditabelkan pada tabel 4.97 sebagai berikut :

Tabel 4.97 Perhitungan Lengkung *Harold*

X	Y
0.100	0.006
0.300	0.043
0.500	0.111
0.700	0.206
0.900	0.328
1.430	0.773

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

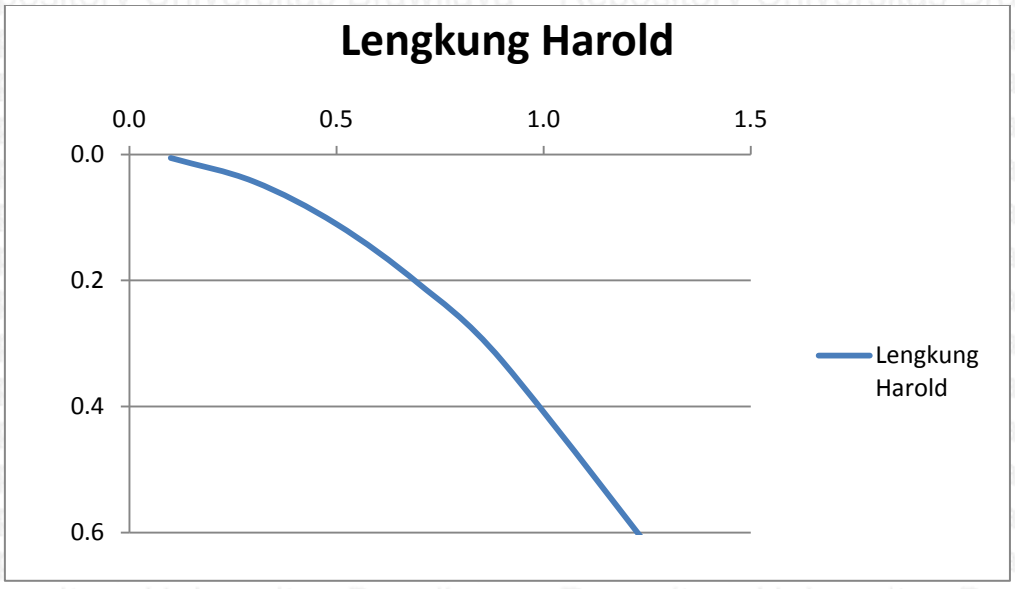
R1 = 0,2Hd = 0,261 m

Jarak R1 = 0,282Hd = 0,368 m

R2 = 0,5Hd = 0,652 m

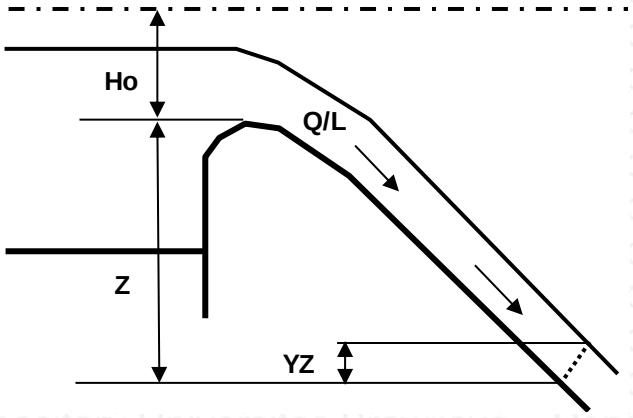
Jarak R2 = 0,175Hd = 0,228 m

Berikut ini adalah grafik lengkung Harold :



Gambar 4.16 Lengkung *Harold*

4.6.3 Perhitungan Profil Muka Air di atas Pelimpah



Gambar 4.17 Gambar Profil Muka Air Pelimpah Ogee I

Dimana :

Elevasi Crest Pelimpah = +112 m

Ho = 1,305 m

Q = 31,591 m^3/dt

B = 10 m

Perhitungan profil muka air ai atas pelimpah Ogee I tipe Over Flow akan ditabelkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.98 Perhitungan Profil Muka Air

Z	YZ	VZ	FZ	El Dasar	El Muka
(m)	(m)	(m/dt)		Spillway	Air
0.50	0.669	4.720	1.842	111.500	112.169
1.00	0.536	5.891	2.568	111.000	111.536
1.50	0.466	6.774	3.167	110.500	110.966
2.00	0.420	7.524	3.707	110.000	110.420
2.50	0.386	8.191	4.211	109.500	109.886
3.00	0.359	8.799	4.688	109.000	109.359

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Dimana :

VZ = $\sqrt{2g(Z + Hd - YZ)}$

Q/L = VZ.YZ

FZ = $\frac{VZ}{\sqrt{g.YZ}}$

0 = $\sqrt{2g(Z + Hd - YZ)}$ - $\frac{Q}{YZL}$

YZ = Hasil coba-coba

Elevasi pada hilir pelimpah berada pada +110 m

d1 = 0,359 m

V1 = 8,799 m/dt

F1 = 4,688

Maka,

Perhitungan $\frac{d2}{d1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{8F^2 + 1} - 1\right)$

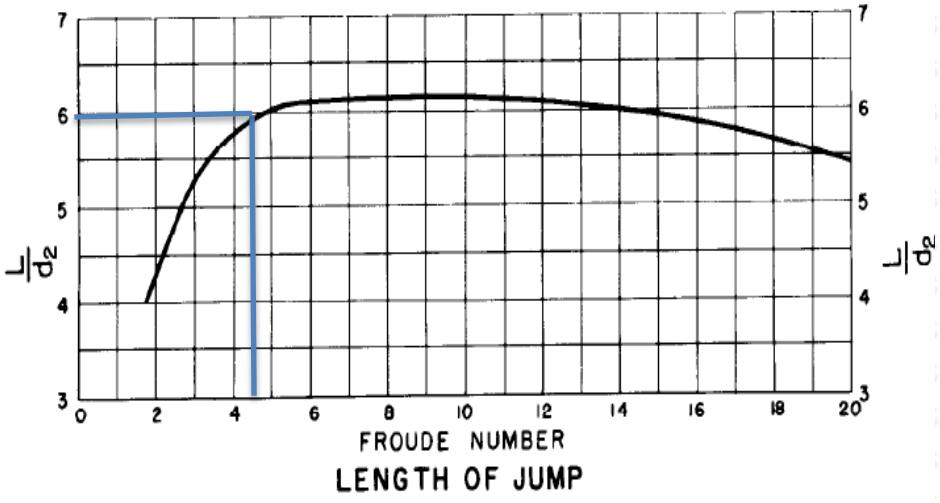
d2/d1 = 6,149

d2 = 2,208

L/d2 = 4,529

L = 13,247 m

Berikut ini grafik panjang loncatan



Gambar 4.18 Grafik Panjang Loncatan *Froude Number*

Perhitungan kecepatan air pada saluran pengarah, dimana batas aman kecepatan tidak boleh melebihi 4 m/dt.

V = Q/((B.(Ho+1))

= 31,591 / ((10.(1,305+1))

= 1,371 m/dt (Aman)

Perhitungan tinggi jagaan pada Q100

W = $0,6+0,037.V.(1+Ho)^{0,333}$

= $0,6+0,037.1,371.(1+1,305)^{0,333}$

= 0,667 m

Elevasi jagaan = 112 + 1,305 + 0,667 = +113,972

4.6.4 Perhitungan Muka Air Saluran Transisi

Perhitungan muka air pada saluran transisi pelimpah dalam perencanaan studi ini menggunakan debit Q100.

Q100 = 32,406 m^3/dt

B = 10 m

Yc = 1,023 m

El.dasar = +109

n = 0,012

Berdasarkan perhitungan sebelumnya panjang saluran transisi minimal adalah sepanjang L = 13,247 m. Dalam perencanaan pada studi ini, saluran transisi direncanakan sepanjang 16 m untuk memperbesar tingkat keamanan. Saluran transisi akan didesain dengan lebar 10. Berikut ini contoh perhitungannya :

Jarak = 16 m

Jarak antar pias = 2 m

Tinggi endsill = 0,5 m

Contoh Perhitungan :

Perhitungan dimulai dari saluran transisi bagian hilir.

Lebar saluran = 10 m

Tinggi endsill = 0.5 m

h1 = Yc

$$= \left(\left(\frac{\frac{Q}{B}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$$

$$= \left(\left(\frac{\frac{32{,}406}{10}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$$

= 1,0057 m

El.muka air = +110,506 m

Luas penampang basah = lebar saluran x kedalaman air

= 10 x 1,0057

= 10,057 m^2

Kecepatan = Q/A

= 3,141 m/dt

$h+Z+V^2/2g$ = 1,006 + 0,5 + $(3{,}141^2)$/2.9,81

= 2,009 m

Keliling basah = (2.h)+b

= (2.1,0057)+10

= 12,011 m

Radius Hidrolis = A/keliling basah

= 10,057/12,011

= 0,837 m

Kemiringan gesek (Sf) = $(n^2.v^2/R^{1/3})$

= $0,012^2.3,141^2/0,837^{1/3}$

= 0,0018

Bilangan froude = 1 (kondisi kritis)

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.99 Perhitungan Muka Air Saluran Transisi

No.	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	
	X	ΔX	B1	z1	h1	El. MA	A2	V1	h + Z + V²/ 2g
	m	m	m	m	m		m2	m/det	m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	0	10.0	0.5	1.006	110.506	10.057	3.141	2.009
2	2	2	10.0	0	1.907	110.907	19.071	1.656	2.047
3	4	2	10.0	0	1.908	110.908	19.077	1.656	2.048
4	6	2	10.0	0	1.908	110.908	19.084	1.655	2.048
5	8	2	10.0	0	1.909	110.909	19.090	1.655	2.049
6	10	2	10.0	0	1.910	110.910	19.096	1.654	2.049
7	12	2	10.0	0	1.910	110.910	19.102	1.654	2.050
8	14	2	10.0	0	1.911	110.911	19.109	1.653	2.050
9	16	2	10.0	0	1.911	110.911	19.115	1.653	2.051

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.99 Lanjutan tabel

Keliling Basah	Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Rata-rata Kemiringan Gesek	Head Loss	he		Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
P1	R1	Sf	Sf-rata	hf	he	h2 + Z2 + V²2/2g + hf + he		Fr	Keterangan Fr
m	m			m	m	m			
10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
12.011	0.837	0.0018						1.000	KRITIS
13.814	1.381	0.0003	0.0010	0.0021	0.036	2.047	OK	0.383	SUB KRITIS
13.815	1.381	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.047	OK	0.383	SUB KRITIS
13.817	1.381	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.048	OK	0.383	SUB KRITIS
13.818	1.382	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.049	OK	0.382	SUB KRITIS
13.819	1.382	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.049	OK	0.382	SUB KRITIS
13.820	1.382	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.050	OK	0.382	SUB KRITIS
13.822	1.383	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.050	OK	0.382	SUB KRITIS
13.823	1.383	0.0003	0.0003	0.0005	0.000	2.051	OK	0.382	SUB KRITIS

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

Dari perhitungan tersebut dapat diketahui kondisi aliran per pias dengan jarak antar pias 2 meter. Pada hulu saluran trasisi kondisi alirannya adalah sub kritis. Kemudian kondisi air pada ujung saluran transisi atau bagian hilir saluran transisi, kondisi alirannya adalah kritis. Ujung saluran ini merupakan tempat peralihan air sebelum masuk ke saluran peluncur.

4.6.5 Perhitungan Muka Air Saluran Peluncur

Perhitungan muka air saluran peluncur pelimpah pada studi ini menggunakan debit Q100. Berikut ini perhitungannya :

Q = 32,406 m^3/dt

Lebar saluran = 10 m

Elevasi dasar = +98,00

Yc $= \left(\left(\frac{\frac{Q}{B}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$

$= \left(\left(\frac{\frac{32{,}406}{8}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$

= 1,0057 m

Kemiringan = beda tinggi/panjang pias

= 11,5/20

= 0,575

Jarak antar pias = 4 m

Contoh Perhitungan :

Pada pias pertama atau pada ujung hilir saluran transisi.

Lebar saluran (b) = 10 m

Beda tinggi = 11,5 m

Kedalaman air (h) = Yc (sama dengan perhitungan pada saluran transisi)

$= \left(\left(\frac{\frac{Q}{B}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$

$= \left(\left(\frac{\frac{32{,}406}{10}}{9{,}81}\right)^2\right)^{1/3}$

= 1,0057 m

Elevasi muka air = +110,506

Luas penampang basah (A) = b.h

= 10.1,006

= 10,057 m^2

Kecepatan (V) = Q/A

= 32,406/10,057

= 3,141 m/det

$h+Z+V^2/2g$ = $1,0057+11,5+3,141^2/2.9,81$

= 13,009 m

Keliling basah = (2.h)+b

= (2.1,0057)+10

= 12,011 m

Radius hidrolis = Luas penampang basah/keliling basah

= 10,057/12,011

= 0,837 m

Kemiringan gesek = $(n^2.v^2/R^{1/3})$

= $0,012^2.3,141^2/0,837^{1/3}$

= 0,002

Bilangan *froude* = 1 (kondisi kritis)

Perhitungan muka air saluran peluncur akan ditampilkan pada tabel dibawah ini:

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.100 Perhitungan Muka Air Saluran Peluncur

No.	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	
No	Jarak	ΔX	B1	Z1	H1	El. MA	A2	V1	h + Z + U²/ 2g
	m	m	m	m	m		m	m/det	m
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	0	10.000	11.50	1.006	110.506	10.057	3.141	13.009
2	4	4	10.000	9.20	0.381	107.581	3.806	8.300	13.091
3	8	4	10.000	6.90	0.291	105.191	2.909	10.860	13.202
4	12	4	10.000	4.60	0.245	102.845	2.446	12.916	13.347
5	16	4	10.000	2.30	0.215	100.515	2.150	14.696	13.523
6	20	4	10.000	0.00	0.194	98.194	1.939	16.296	13.729

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Lanjutan Tabel 4.100

Keliling Basah	Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Rata-rata Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran		Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
P1	R1	Sf	Sf-rata	hf	he	h2 + Z2 + U²2 / 2g + hf +he	Keterangan	Fr	Keterangan Fr
m	m			m	m	m			
10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
12.011	0.837	0.002						1.000	KRITIS
10.761	0.354	0.040	0.021	0.083	0.000	13.092	OK	4.295	SUPER KRITIS
10.582	0.275	0.095	0.048	0.194	0.000	13.202	OK	6.429	SUPER KRITIS
10.489	0.233	0.167	0.085	0.338	0.000	13.347	OK	8.338	SUPER KRITIS
10.430	0.206	0.255	0.129	0.515	0.000	13.523	OK	10.120	SUPER KRITIS
10.388	0.187	0.359	0.180	0.721	0.000	13.729	OK	11.817	SUPER KRITIS

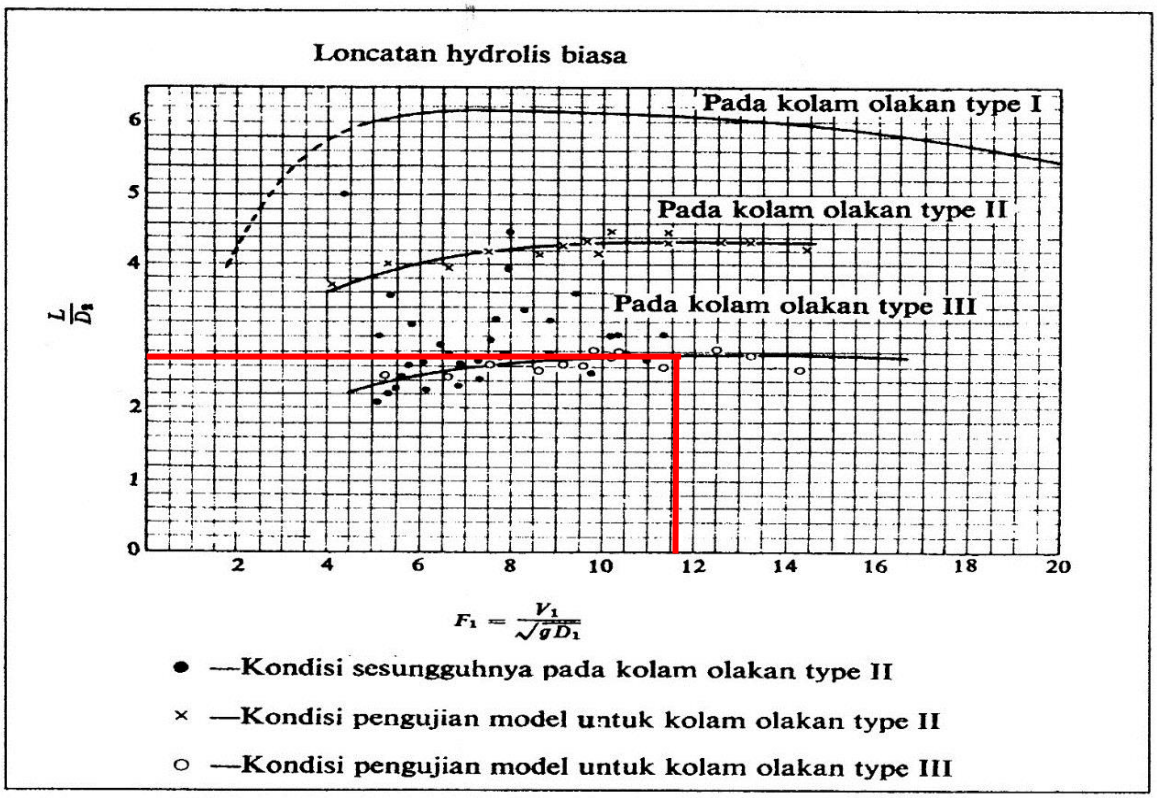
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

Dari perhitungan di atas, dapat diketahui bahwa kondisi aliran pada awal saluran peluncur atau saluran peluncur bagian hulu kondisi aliran airnya adalah kritis. Kemudian kondisi aliran pada hilir saluran peluncur adalah super kritis dengan nillai *froude* sebesar 11,817. Kondisi aliran ini akan diredam melalui perencanaan peredam energi.

4.6.6 Perhitungan Peredam Energi

Perhitungan peredam energi pada studi ini menggunakan debit Q100. Dari hasil bilangan *froude* yang terhitung pada ujung saluran peluncur yaitu sebesar 11,817 maka nilai tersebut dimasukan pada grafik loncatan hidrolis untuk menentukan tipe peredam energi. Berikut ini gambar garafik loncatan hidrolisnya :



Gambar 4.19 Grafik Loncatan Hidrolik

Pada studi ini perencanaan peredam energinya akan menggunakan peredam energi tipe III. Berikut dibawah ini perhitungan peredam energinya :

Q = 31,519 m^3/dt

d1 = 0,194 m (kedalaman aliran di saluran peluncur)

b = 10 m

V1 = 16,296 m/dt

A = 1,939 m^2 (luas penampang basah)

Fr = 11,817

q = Q/b

= 31,519/10

= 3,159 m^3/dt

d2 = (d1/2).(((1+(8Fr)^2)^{0,5})-1)

= 3,144 m

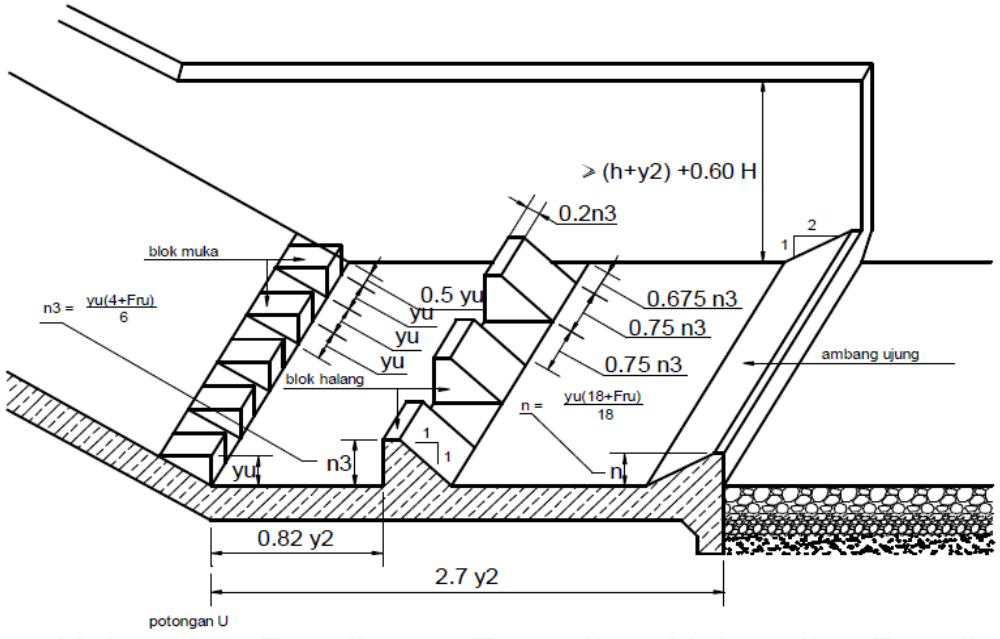
L/d2 = 2,7 (dari grafik loncatan hidrolik)

L = L/d2.d2

= 2,7.3,144

= 8,489 m

Berikut ini gambar perencanaan Kolam Olak USBR Type III :



Gambar 4.20 Kolam Olak USBR Type III

Y1 = 0,194 m

F1 = 11,817

Y2 = 3,144 m

L = 8,489 m

0,82 Y2 = 0,82.3,144

= 2,578 m

Yu= y1 = 0,194 m

0,5Yu = 0,5.0,194

= 0,097 m

n3 = (Yu.(4+F1))/6

= (0,194.(4+11,817))/6

= 0,511 m

0,75n3 = 0,75.0,511

= 0,383 m

0,2n3 = 0,2.0,511

= 0,102 m

0,675n3 = 0,675.0,511

= 0,345 m

n = (Yu.(18+F1))/18

= (0,194.(18+11,817))/18

= 0,321 m

4.7 Perhitungan Tubuh Embung

Perencanaan dimensi tubuh embung pada studi ini, akan menggunakan kala ulang Q1000 tahun. Penentuan tinggi embung akan menggunakan rumus :

Hd = Hk + Hb + Hf + 0,25

keterangan :

Hd = tinggi embung

Hk = 12 m (tinggi mercu pelimpah)

Hb = 1,373 m (tinggi banjir Q1000)

Hf = 0,5 (tinggi jagaan)

Hd = 12 + 1,373 + 0,5 + 0,25

= 14,123 m (dibulatkan menjadi pada elevasi +114,100 m)

Penentuan lebar mercu embung ditentukan berdasarkan kegunaan sebagai jalan dan pemeliharaan embung tersebut. Lebar mercu embung akan menggunakan rumus sebagai berikut, menurut buku *Bendungan Type Urugan* oleh Ir.Suyono Sostrodarsono :

B = $3{,}6H^{1/3}$-3

= $3{,}6.14{,}1^{1/3}$-3

= 5,697 m (dibulatkan menjadi 5,7)

Rumus pendekatan yang digunakan untuk menentukan kemiringan tubuh embung adalah sebagai berikut ;

Fs hulu = $\frac{m-k.y}{1+k.y.m} tan\emptyset \geq 1{,}1$

Fs hilir = $\frac{n-k}{1+k.n} tan\emptyset \geq 1{,}1$

dengan material :

γ sat = 1,436 ton/m^3

γ sub = 0,436 ton/m^3

Ø = 30°

k = 0,1008 (koefisien gempa)

y’ = 1,583

sehingga perhitungannya adalah :

kemiringan talud bagian hulu :

1,1 = $\frac{m-k.y}{1-k.m.y} tan\emptyset$

m = 2,967 (dibulatkan = 3)

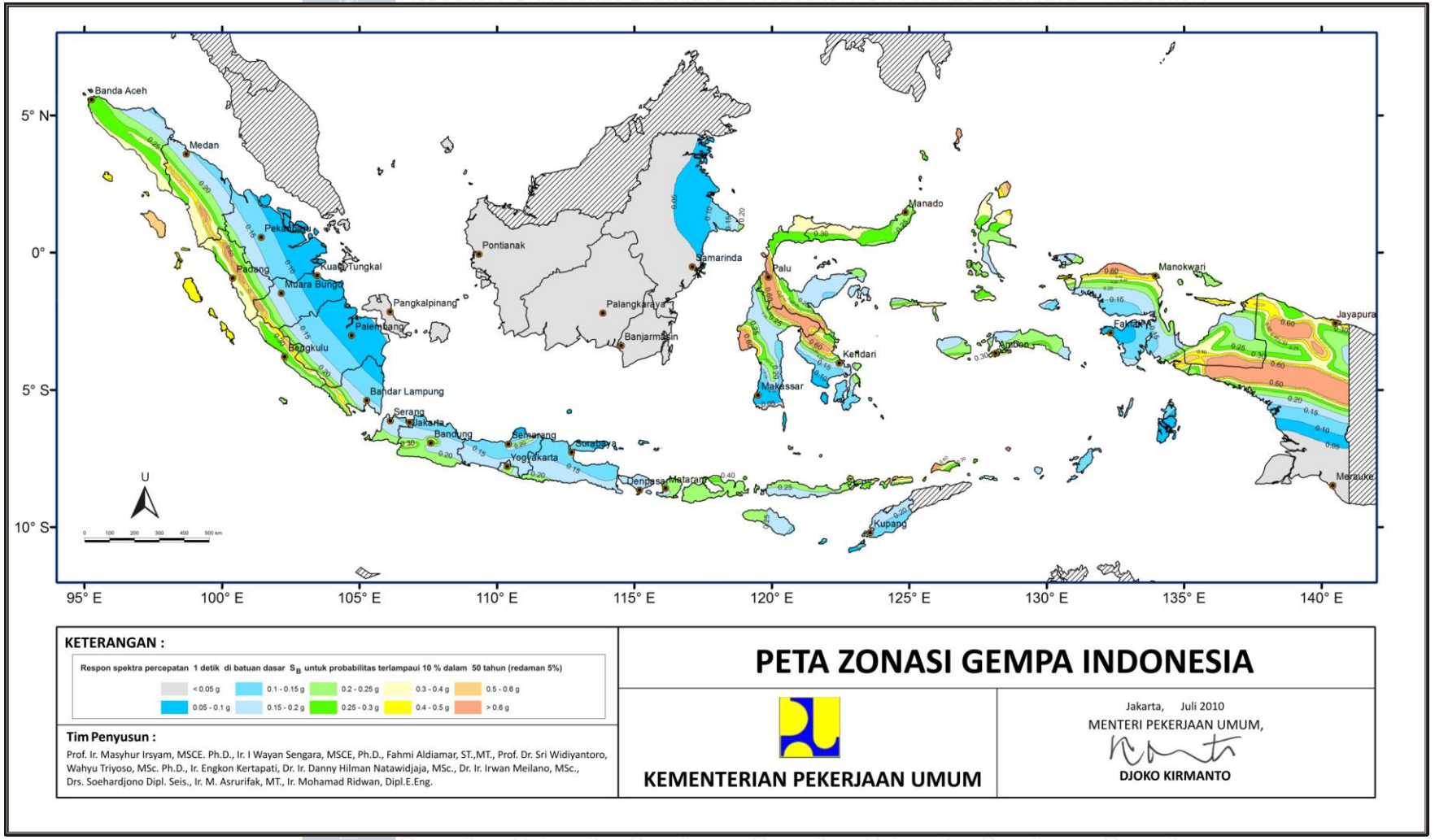
kemiringan talud bagian hilir :

1,1 = ((n-k)/(1+n.k))tanØ

n = 2,483 (dibulatkan = 2,5)

Penentuan nilai k ditentukan menggunakan acuan Peta Zonasi Gempa Indonesia yang dikeluarkan Kementerian PU 2010. Berikut ini merupakan gambar peta gempa di Indonesia.

Repository Universitas Brawijaya



Gambar 4.21 Peta Zona Gempa Indonesia

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

ad = z.ac.v

dimana :

ad = percepatan gempa maksimum terkoreksi di permukaan tanah (gal)

z = koefisien zona gempa

ac = percepatan gempa dasar (gal; 1 gal = 1 cm/dt^2)

v = koefisien koreksi pengaruh jenis tanah setempat

Ko = koefisien tergantung pada periode ulangnya

Kh = koefisien gempa rencana dari struktur di permukaan

g = percepatan gravitasi (980cm/dt^2)

α = faktor koreksi jenis struktur bangunan (untuk tipe urugan, nilai α=0,5 ; beton/baja=1)

Tabel 4.101 Periode Ulang dan Percepatan Gempa Dasar

T	Ac
10	90
20	120
50	160
100	190
200	220
500	250
1000	280
5000	330
10000	350

Sumber : Pedoman Konstruksi dan Bangunan Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan Akibat Gempa. Tahun 2004

Ad = z.ac.v

z = 1,3

ac = 190 gal

v = 0,8

Ad = 197,6 gal

Ko = Ad/g

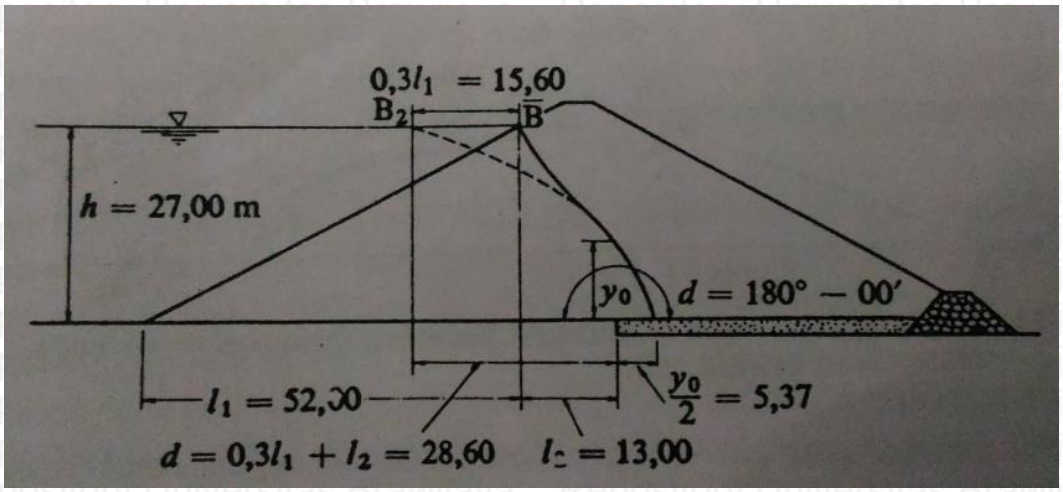
= 197,6 cm/dt^2 / 980 cm/dt^2

= 0,201633

Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia yang dikeluarkan Kementerian Pekerjaan Umum tahun 2010, kabupaten Tulungagung masuk dalam zona antara 0,15-0,2. Pada studi ini ditetapkan nilai k sebesar 0,175.

4.8 Stabilitas Terhadap Rembesan

Dalam perencanaan tubuh embung maupun pondasi diharuskan mampu mempertahankan diri terhadap gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan formasi garis depresinya :



Gambar 4.22 Skema Formasi Garis Depresi pada Embung Homogen

h = 12 m

l_1 = 36 m

l_2 = 13 m

0,3. l_1 = 0,3.36

= 10,8 m

d = l_2 + 0,3. l_1

= 23,8 m

y_o = $(((h^2+d^2)^{0,5})-d)$

= 2,854 m

$2y_o$ = 2.2,854

= 5,708 m

$0,5y_o$ = 0,5.2,854

= 1,427 m

y_o^2 = $2,854^2$

= 8,146 m

y = $((14,604x)+53,322)^{0,5}$

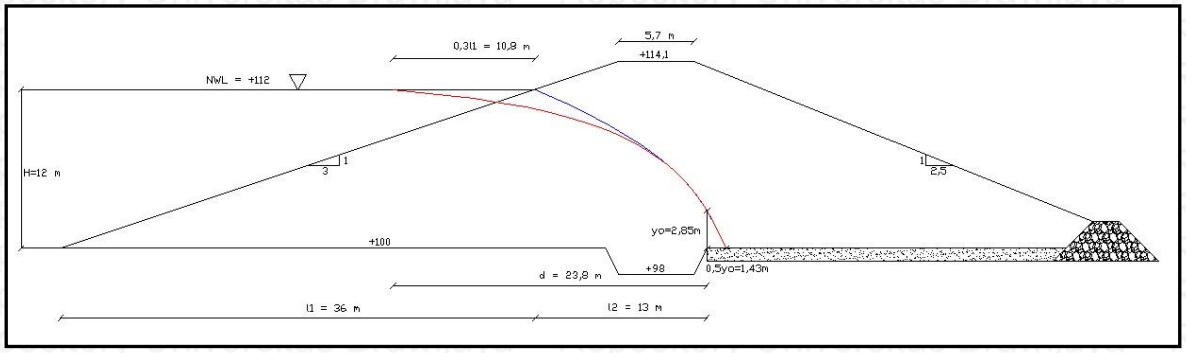
x = $(y^2-8,146)/5,708$

Berikut merupakan formasi garis depresinya ditabelkan pada tabel dibawah ini:

4.102 Koordinat Garis Depresi

x	*y*	*x*	*y*
-1.427	0.00	0.00	2.854
-1.425	0.12	0.50	3.317
-1.417	0.24	1.00	3.722
-1.404	0.36	1.50	4.088
-1.387	0.48	2.00	4.423
-1.364	0.60	2.50	4.735
-1.336	0.72	3.00	5.027
-1.303	0.84	3.10	5.083
-1.266	0.96	23.80	12.00

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.23 Garis Depresi pada Embung Bantengan

Menghitung perkiraan debit rembesan atau kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi embung berdasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi dapat dihitung meggunakan rumus :

$Q_f = \frac{Nf}{Nd} . k . h . L$

Dengan :

Q_f = kapasitas aliran filtrasi

Nf = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

Nd = angka pembagi dari garis *equipotelsial*

k = koefisien filtrasi

h = tinggi tekanan air total

L = panjang profil melintang tubuh embung

Tubuh embung Bantengan menggunakan tipe homogen, maka penentuan garis depresi pada bagian tubuh.

Nf = 7, Nd = 13

Data lain yang terkait,

h = 12 m

L = 83,25 m

k = $2{,}647.10^{-6}$cm/dt = $2{,}647.10^{-8}$m/dt

$Q_f = \frac{Nf}{Np} . k . h . L$

$= \frac{7}{13} .2{,}647.10^{-8} . 12 . 83{,}25$

$= 0{,}00001424\ m^3/dt$

Jadi, perkiraan besarnya debit yang mengalir melalui tubuh embung Bantengan sebesar $1{,}424.10^{-5}\ m^3/dt$.

4.9 Perhitungan Saluran Pelepasan

Perhitungan saluran pelepasan merupakan perhitungan tinggi muka air pada bagian hilir pelimpah dimana air yang telah melalui peredam energi kembali ke sungai asli. Berikut ini merupakan tabel perhitungan kemiringan sungai meggunakan cara *Impelementation Method* sebagai berikut :

Beda tinggi dengan patokdi titik terendah

Patok 1 : 99 - 94,152 = 4,848 m

Patok 2 : 98,394 – 94,152 = 4,242 m

Luas bidang trapezium antara kedua patok :

$\frac{4{,}848}{4{,}242}$x99 = 90,909 m^2

Perhitungan selanjutnya ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 4.103 Perhitungan Slope Sungai

patok	jarak	elevasi	ΔH(m)	Luas(m^2)
1	0	99	4.848	
2	20	98.394	4.242	90.909
3	40	97.788	3.636	157.576
4	60	97.182	3.030	200.000
5	80	96.576	2.424	218.182
6	100	95.970	1.818	212.121
7	120	95.364	1.212	181.818
8	140	94.758	0.606	127.273
9	160	94.152	0	48.485
Total	720			1236.36

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

H rerata = 2 (total luas/total jarak)

= 2(123,36/720)

= 3,434 m

Slope Sungai = H rerata / total jarak

= 3,434/720

= 0,0048

Saluran pelepasan dihitung pada perhitungan berikut ini :

B = 20 m

m = 1

I = 0,0048

n = 0,025 (pasangan batu)

elevasi dasar = 100

Perhitungan pada elevasi 100,500

H = 100,5 – 100 = 0,5 m

A = (b+m.h).h

= 5,250 m^2

P = B + 2.h$\sqrt{1 + m^2}$

= 20 + 2. 0,5 $\sqrt{1 + 0{,}0048^2}$

= 11,414 m

R = A/P

= 4,250/11,414

= 0,460 m

V = (1/n)$R^{2/3}I^{0,5}$

= (1/0,025).$0{,}460^{2/3}$.$0{,}0048^{0,5}$

= 1,646 m/dt

Q = A.V

= 5,250.1,646

= 8,642 $m^{3/}$dt

Fr = V/$\sqrt{g.h}$

= 1,646/$\sqrt{9{,}81.0{,}5}$

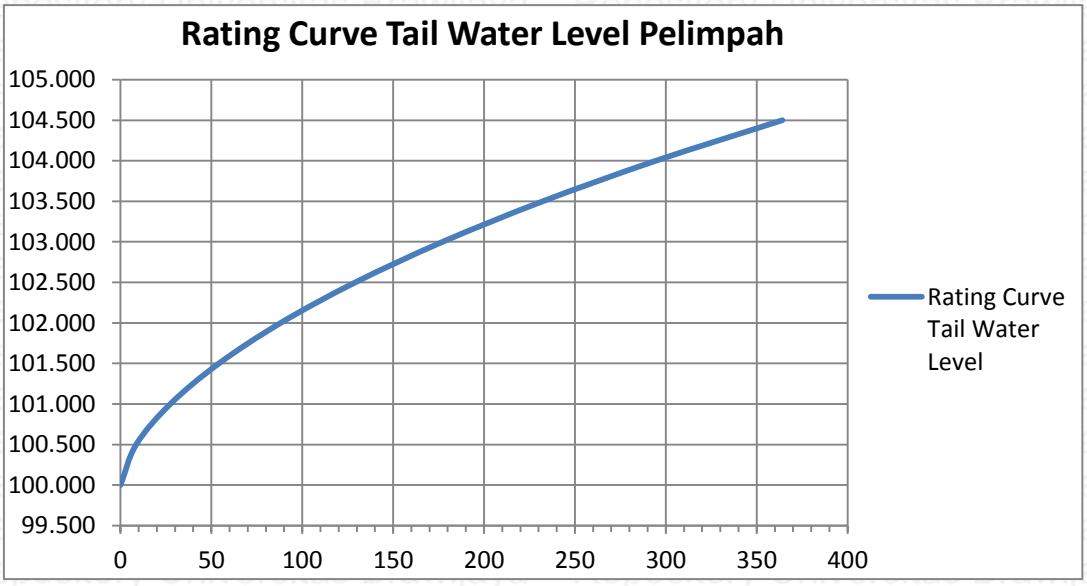
= 0,7433 (aliran sub kritis)

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.104 Perhitungan *Rating Curve*

No	El. Muka Air	H m	A m^2	P m	R M	V m/dt	Q m^3/dt	Fr	Keterangan
1	100.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	Sub Kritis
2	100.500	0.5	5.250	11.414	0.460	1.646	8.642	0.7433	Sub Kritis
3	101.000	1.0	11.000	12.828	0.857	2.493	27.428	0.7961	Sub Kritis
4	101.500	1.5	17.250	14.243	1.211	3.139	54.147	0.8183	Sub Kritis
5	102.000	2.0	24.000	15.657	1.533	3.673	88.145	0.8292	Sub Kritis
6	102.500	2.5	31.250	17.071	1.831	4.134	129.189	0.8348	Sub Kritis
7	103.000	3.0	39.000	18.485	2.110	4.544	177.231	0.8377	Sub Kritis
8	103.500	3.5	47.250	19.899	2.374	4.917	232.322	0.8391	Sub Kritis
9	104.000	4.0	56.000	21.314	2.627	5.260	294.571	0.8397	Sub Kritis
10	104.500	4.5	65.250	22.728	2.871	5.580	364.119	0.8399	Sub Kritis

Sumber : Hasi Perhitungan, 2016



Gambar 4.24 *Rating Curve Tail Water Level*

Loncatan hidrolis pada saluran peredam energi di pelimpah adalah :

Q = 32,406 m^2/dt

H = 3,183

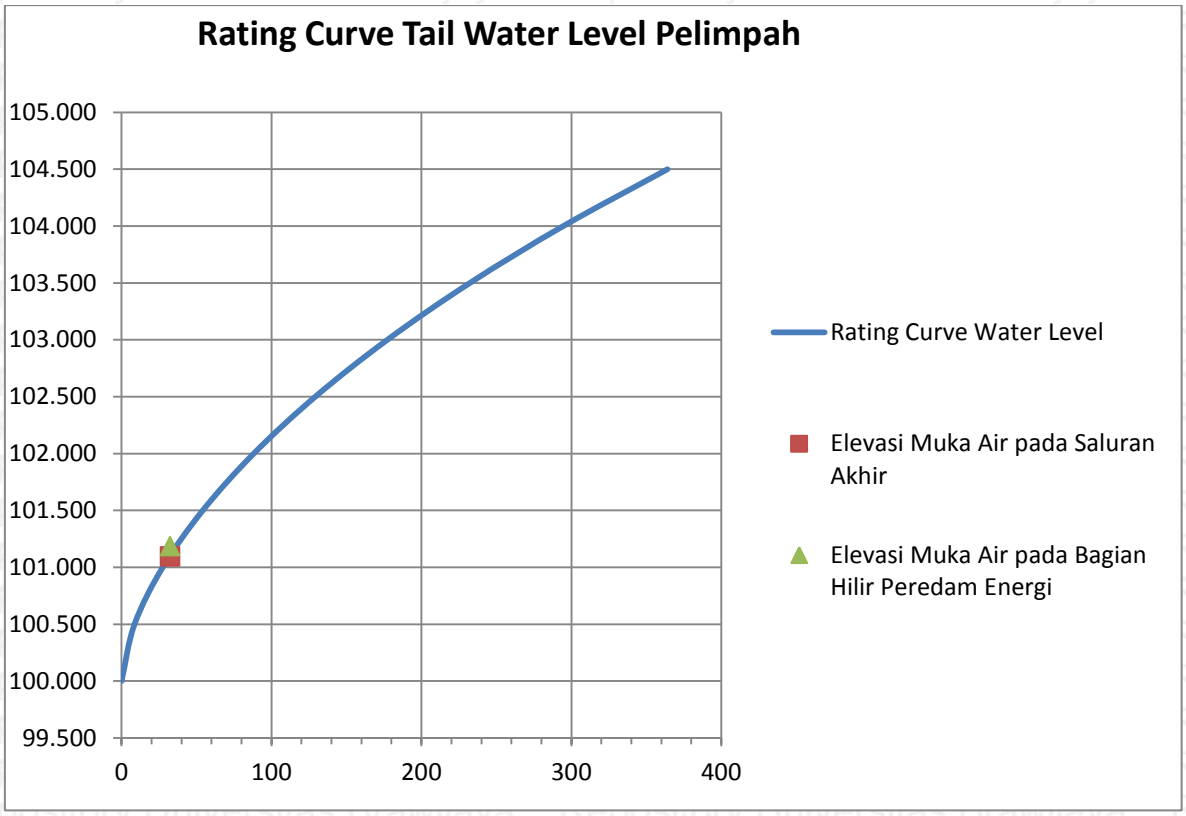
Elevasi dasar peredam energi = +98

Elevasi loncatan hidrolis = + 101,183

Dari perhitungan didapatkan :

H air sungai = 1,093

Elevasi H air sungai = +101,093



Gambar 4.25 *Rating Curve Tail Water Level* dan Elevasi Muka Air

4.10 Analisis Stabilitas Lereng Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Dalam perhitungan stabilitas lereng ini akan dianalisis berdasarkan kondisi-kondisi sebagai berikut ini :

a. Pada bagian hulu embung
   - Waduk kosong pada keadaan normal
   - Waduk kosong pada keadaan gempa
   - Waduk berada pada elevasi *NWL* pada keadaan normal
   - Waduk berada pada elevasi *NWL* pada keadaan normal
   - Waduk berada pada elevasi *FWL* pada keadaan normal
   - Waduk berada pada elevasi *FWL* pada keadaan gempa
   - Waduk berada pada keadaan *Rapid Drawdown* kondisi normal
   - Waduk berada pada keadaan *Rapid Drawdown* kondisi gempa

b. Pada bagian hilir embung
   - Waduk kosong pada keadaan normal
   - Waduk kosong pada keadaan gempa
   - Waduk berada pada elevasi *FWL* pada keadaan normal
   - Waduk berada pada elevasi *FWL* pada keadaan gempa

Tabel 4.105 Tabel Karakteristik Material Penyusun Tubuh Embung Bantengan

No	Zone	Bahan	Kepadatan (ton/m^3)				Permeabilitas (cm/dt)	Kohesi (ton/m^2)	Sudut geser (o)
			γ_d	γ	γ_{sat}	γ_{sub}	k	C	ϕ
1	Urugan Tanah Homogen	Tanah	1.050	1.583	1.436	0.436	0.0000026466	1.03	36.00

Sumber : Data Perhitungan, 2016

Keterangan :

γ_d = berat tanah kering

γ = berat tanah basah

γ_{sat} = berat jenuh

γ_{sub} = berat jenis jenuh

Berdasarkan data mekanika tanah yang diambil dari lokasi *Borrow Area* yang nantinya digunakan sebagai bahan timbunan pada tumbuh embung, maka dapat dilakukan perhitungan yang telah di tabelkan pada tabel di atas. Berikut ini merupakan contoh perhitungannya :

γ_w = 1 (air)

γ_d = 1,583 ton/m (data boring TP-1)

Gs = 2,72 (data boring TP-1)

e = 1,59 (data boring TP-1)

$\gamma_{sat} = \gamma_w.(Gs+1) / (1+e)$

$= 1.(2,72+1) / (1+1,59)$

= 1,436 ton/m

$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - 1$

$= 1,436 - 1$

= 0,436 ton/m

γ = 1,583 (data boring TP-1)

Ø = 36°

Nilai N pada lokasi *Borrow Area* pada Embung Bantengan sampai dengan kedalaman 1 samapai 8 m hasilnya adalah 5-30. Nilai sudut geser tanah berdasarkan Peck dan Meyerhof, berikut ini adalah tabel Peck dan Mayerhof :

Tabel 4.106 Nilai sudut geser tanah berdasarkan Peck dan Mayerhof

Nilai N	Kepedatan relative		Sudut geser dalam	
	Dr =	emax - e	Menurut	Menurut
		emax - emin	Peck	Mayerhof
0-4	Sangat lepas	0,0 - 0,2	<28,5	<30
4-10	Lepas	0,2 - 0,4	28,5–30	30-35
10-30	Sedang	0,4 - 0,6	30-36	35-40
30-50	Padat	0,6 - 0,8	36-41	40-45
>50	Sangat padat	0,8 - 1,0	>41	>45

Sumber : Sosrodarsono (2002 : 58)

Analisis stabilitas lereng Embung Bantengan dilakukan dengan menggunakan metode irisan bidang luncur bundar, berikut ini contoh perhitungan pengerjaan stabilitasnya :

- Bagian hulu embung saat waduk kosong pada keadaan normal

1. Menentukan jari-jari bidang longsor (r) sehingga tepi lingkaran menyinggung dasar pondasi dan mengenai semua jenis material timbunan tubuh embung.
2. Membagi bidang longsor menjadi beberapa bagian sama lebar, kemudian masing-masing pias dihitung luas (A) dan gaya beratnya (W). pada contoh kali ini untuk kondisi waduk kosong normal pias 1 didapatkan nilai,

   H = 2,805 m

   W = H . γ. b/cosα

   = 1,491 . 1,583 . 3/0,906

   = 7,814 ton/m
3. Menetukan sudut yang dibentuk oleh jari-jari bidang longsor (α) dengan arah gaya berat masing-masing pias. Nilai α = -25°
4. Menghitung momen yang menyebabkan geser pada bidang longsor tubuh embung yaitu :

   T = W.sin α

   = 7,814. - 0,423

   = -3,302 ton/m
5. Menghitung momen yang menahan bidang longsor pada embung, yaitu :

   N’ = N.tan Ø

   N = W.cos α

   = 7,814 . 0,906

= 7,082 ton/m

tan Ø adalah tangen sudut geser yang tergantung dari jenis bahan timbunan, untuk zona batu urugan nilai Ø = 36° : 0,727

N' = N.tan 36°

= 7,082 . 0,727 ton/m

= 5,146 ton/m

6. Menghitung angka kohesi tiap pias, yaitu :

C' = $C.l$

= C . $\frac{b}{\cos \alpha}$

C adalah angka dari hasil lab tergantung jenis bahan timbunan, untuk tanah urugan nilai C = 1,03 kg/cm^2. Sedangkan *b* adalah lebar masing-masing pias.

C' = 1,03. $\frac{b}{\cos \alpha}$

= 1,03. $\frac{3}{0,906}$

= 3,419 kg/cm^2

7. Prosedur perhitungan di atas, diulang sampai semua pias yang membentuk bidang longsor dihitung, selanjutnya mencari nilai factor keamanan (SF), jika W sin α = T, maka :

SF = $\frac{\sum\{C.l+(N-U-Ne).tan\alpha\}}{\sum(T+Te)}$

Nilai U muncul ketika waduk terisi air, nilai N_e dan T_e muncul ketika kondisi gempa. Pada perhitungan ini, kondisinya kosong dan keadaan normal sehingga :

SF = $\frac{\sum(C.l+N.tan\alpha)}{\sum T}$

= $\frac{45,615+269,330}{159,315}$

= 1,977

- Bagian hulu embung saat waduk terisi air dielevasi *FWL* pada keadaan gempa

1. Prosedur perhitungan mengikuti langkah sebelumnya, yang membedakan adalah nilai W merupakan jumlah dari W basah dan W kering karena pada saat waduk terisi air, ada bagian dari pias yang terkena air dan ada juga pias yang tidak kerkena air.

Contoh pias 1 :

W_{tot} = Wsat + Ww

= 7,090 + 30,400

= 37,490 ton/m

2. *Uplift* merupakan gaya air ke ata saat tubuh embung jenuh air

U = (panjang jalur vertikal + 1/3.panjang jalur horizontal) / beda tinggi

= ((9,184+1,491)+(1/3.b/cosα)) / 9,184-1,491

= 10,819 ton/m

3. Komponen vertikal dan tangensial beban *seismis* yang masing-masing dapat dicari dengan persamaan berikut :

N_e = k. Wtot . sin α

= 0,175 . 37,490 . -0,423

= -0,2773

T_e = k . Wtot . cos α

= 0,175 . 37,490 . 0,906

= 5,946

SF $= \frac{\sum\{C.l+(N-U-Ne).tan\alpha\}}{\sum(T+Te)}$

$= \frac{45,615+247,218}{221,842}$

= 1,320

Seluruh hasil nilai SF pada analisis stabilitas lereng tubuh embung dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.107 Analisis Stabilitas Lereng Embung dengan Berbagai Macam Kondisi

Zona	Hulu Embung		Hilir Embung	
Kondisi	Normal	Gempa	Normal	Gempa
	≥1,5	≥1,1	≥1,5	≥1,1
Kosong (Aman)	1,977	1,314	3,225	1,859
NWL (Aman)	2,132	1,269	3,225	1,859
FWL (Aman)	2,269	1,320	3,225	1,859
Rapid Drawdown (Aman)	1,593	1,052		

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

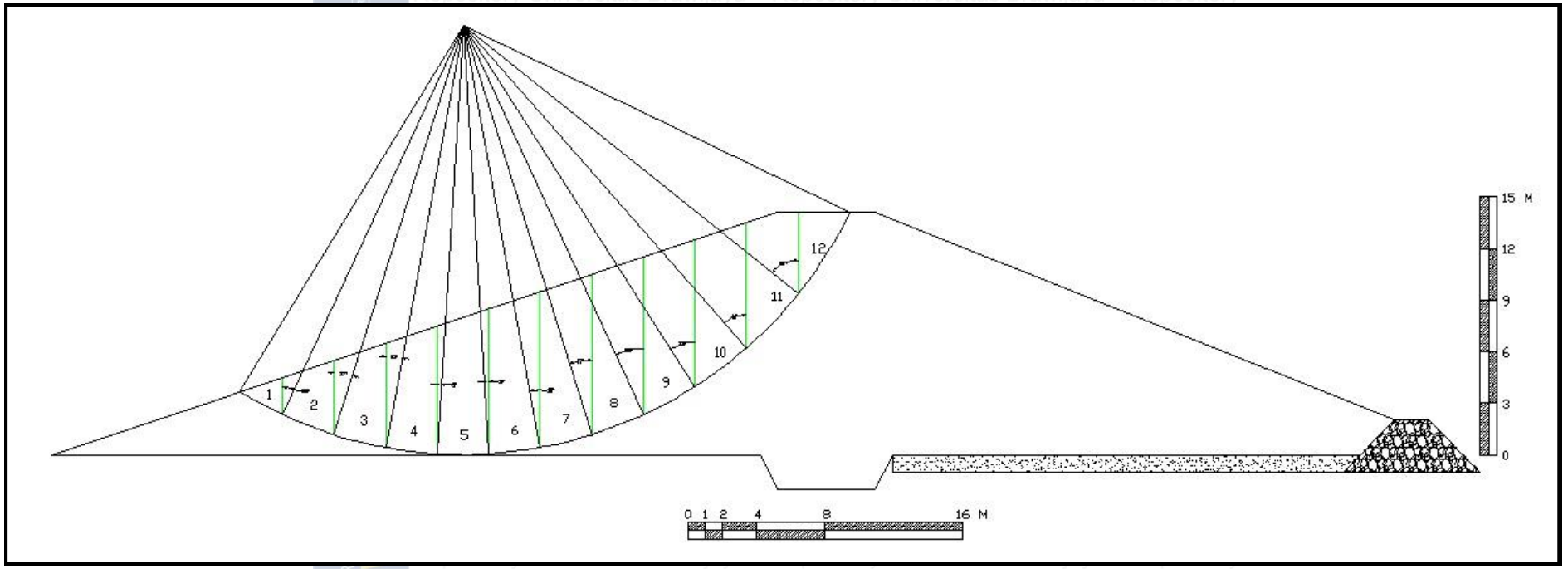
Perhitungan stabilitas lereng tubuh embung Bantengan selanjutnya akan ditabelkan pada tabel dibawah ini :

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.108 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Kosong kondisi Normal

No	Zona	H (m^2)	γ (t/m^3)	W(t/m)	α	sin α	cos α	T	N	ϕ	tan ϕ	N. tan ϕ	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Urugan Tanah Homogen	1.491	1.583	7.814	-25.000	-0.423	0.906	-3.302	7.082	36.000	0.727	5.146	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	2.949	1.583	14.644	-17.000	-0.292	0.956	-4.282	14.004	36.000	0.727	10.175	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	5.115	1.583	24.664	-10.000	-0.174	0.985	-4.283	24.289	36.000	0.727	17.647	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	6.745	1.583	32.075	-3.000	-0.052	0.999	-1.679	32.032	36.000	0.727	23.272	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	7.965	1.583	37.877	3.000	0.052	0.999	1.982	37.825	36.000	0.727	27.482	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	8.806	1.583	42.464	10.000	0.174	0.985	7.374	41.819	36.000	0.727	30.383	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	9.267	1.583	46.019	17.000	0.292	0.956	13.455	44.009	36.000	0.727	31.974	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	9.323	1.583	48.854	25.000	0.423	0.906	20.647	44.277	36.000	0.727	32.169	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	8.921	1.583	50.515	33.000	0.545	0.839	27.513	42.366	36.000	0.727	30.781	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	7.951	1.583	50.032	41.000	0.656	0.755	32.824	37.759	36.000	0.727	27.434	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	6.117	1.583	46.160	51.000	0.777	0.629	35.873	29.050	36.000	0.727	21.106	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	3.409	1.583	36.931	64.000	0.899	0.438	33.193	16.189	36.000	0.727	11.762	6.844	7.069
Jumlah								**159.315**				**269.330**		**45.615**
SF		**1.977**												

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.26 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Normal)

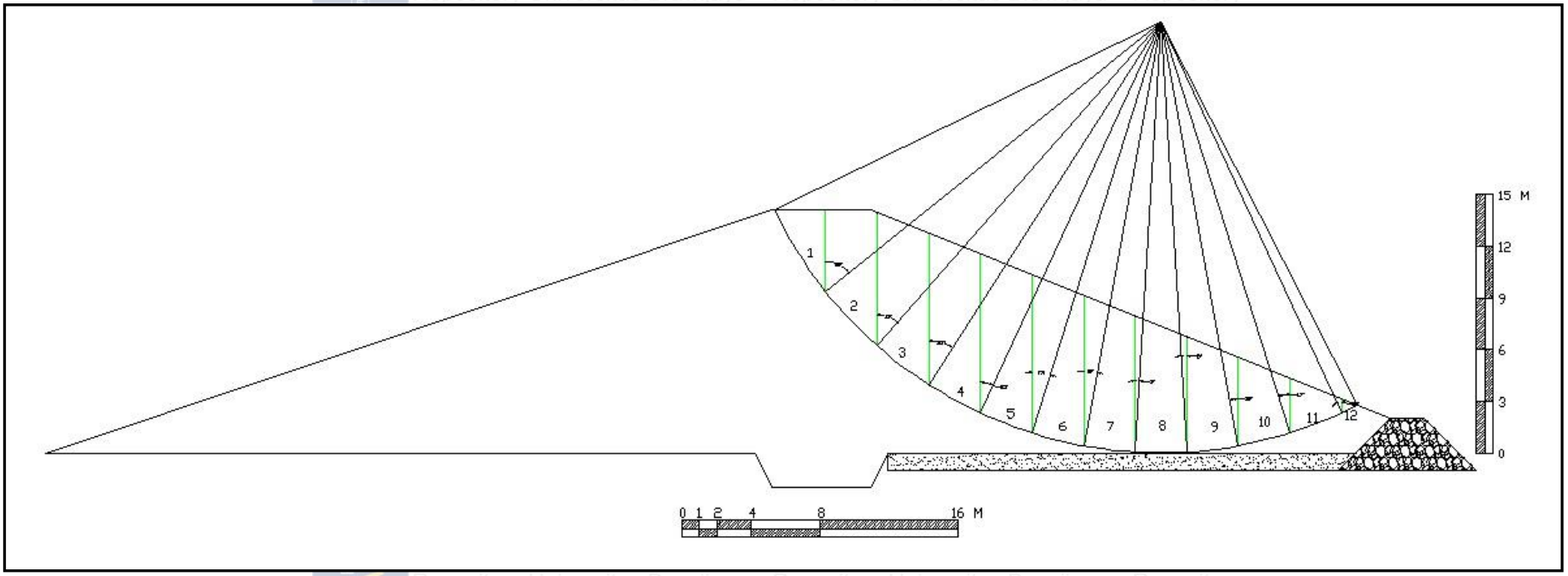
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.109 Stabilitas Hilir Embung Bantegan Saat Kosong Kondisi Normal

No	Zona	H (m)	γ (t/m^3)	W (t/m)	α	sin α	cos α	T	N	ϕ	tan ϕ	N . tan ϕ	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.777	0.629	15.641	12.666	36.00	0.727	9.202	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.656	0.755	26.631	30.636	36.00	0.727	22.258	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.545	0.839	25.699	39.573	36.00	0.727	28.752	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.423	0.906	20.088	43.078	36.00	0.727	31.298	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.292	0.956	13.451	43.995	36.00	0.727	31.964	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.174	0.985	7.537	42.746	36.00	0.727	31.057	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.052	0.999	2.080	39.687	36.00	0.727	28.835	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.052	0.999	-1.825	34.820	36.00	0.727	25.298	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.174	0.985	-4.983	28.261	36.00	0.727	20.533	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.292	0.956	-6.099	19.951	36.00	0.727	14.495	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.423	0.906	-4.553	9.764	36.00	0.727	7.094	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.454	0.891	-1.984	3.894	36.00	0.727	2.829	3.367	3.478
Jumlah								**91.682**				**253.615**		**42.024**
SF		**3.225**												

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.27 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Normal)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

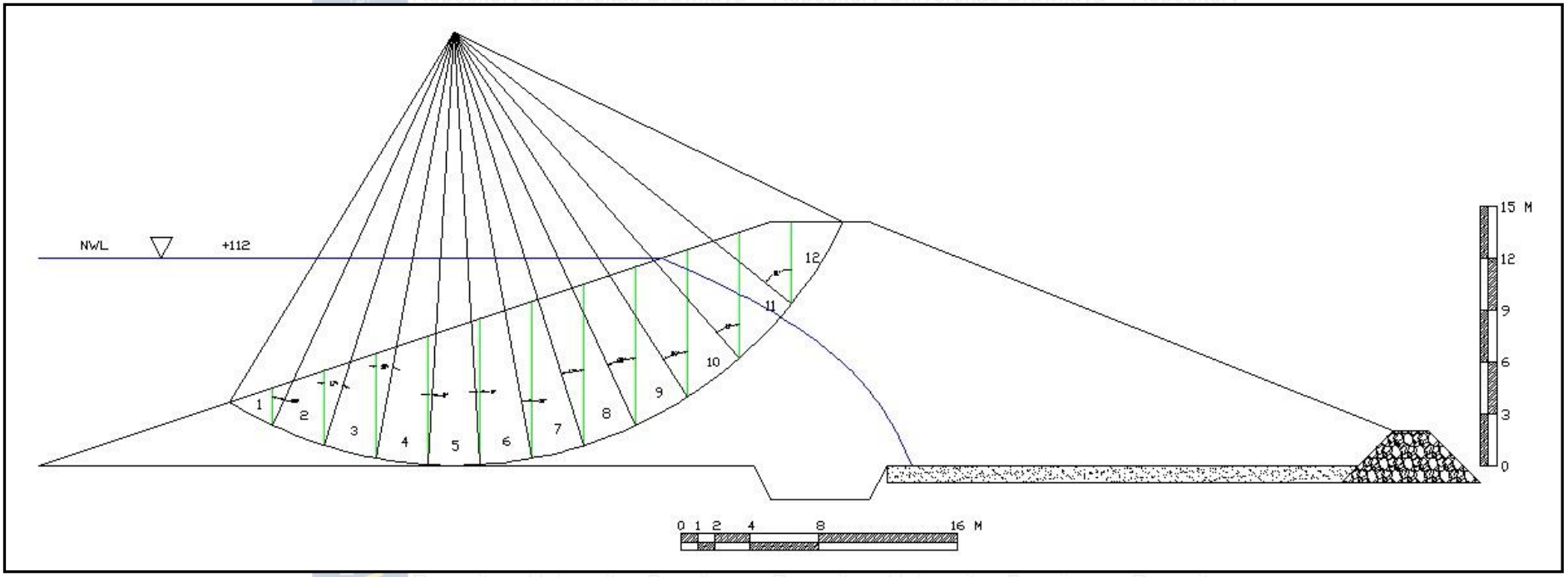
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.110 Stabilitas Hulu Embung Bantegan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Normal

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ(t/m^3)	*Wsat*(t/m)	*W*(t/m)	*Ww(t/m)*	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*N*	*h1*	*h2*	*U*	ϕ	*tan* ϕ	(*N-U*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	25.766	32.856	-25.000	-0.423	0.906	-13.886	29.778	7.784	1.491	9.451	36.000	0.727	14.769	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	22.505	35.792	-17.000	-0.292	0.956	-10.465	34.228	7.174	2.949	10.370	36.000	0.727	17.334	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	18.546	40.924	-10.000	-0.174	0.985	-7.106	40.302	6.088	5.115	12.246	36.000	0.727	20.384	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	15.183	44.286	-3.000	-0.052	0.999	-2.318	44.225	5.054	6.745	11.207	36.000	0.727	23.989	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	12.122	46.489	3.000	0.052	0.999	2.433	46.425	4.035	7.965	11.745	36.000	0.727	25.196	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	9.221	47.750	10.000	0.174	0.985	8.292	47.024	3.027	8.806	11.657	36.000	0.727	25.696	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	6.302	48.057	17.000	0.292	0.956	14.050	45.957	2.009	9.267	11.132	36.000	0.727	25.302	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	3.304	47.630	25.000	0.423	0.906	20.129	43.167	0.998	9.323	10.189	36.000	0.727	23.960	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.618	0.000	0.000	45.618	33.000	0.545	0.839	24.845	38.259	0.042	8.879	8.786	36.000	0.727	21.413	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	30.219	16.725	0.000	46.945	41.000	0.656	0.755	30.799	35.430	2.658	5.293	7.448	36.000	0.727	20.330	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	3.526	42.274	0.000	45.800	51.000	0.777	0.629	35.593	28.823	5.602	0.515	6.429	36.000	0.727	16.270	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	0.000	36.931	64.000	0.899	0.438	33.193	16.189	3.409	0.000	4.078	36.000	0.727	8.799	6.844	7.069
Jumlah											**135.560**							**243.442**		**45.615**

SF **2.132**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



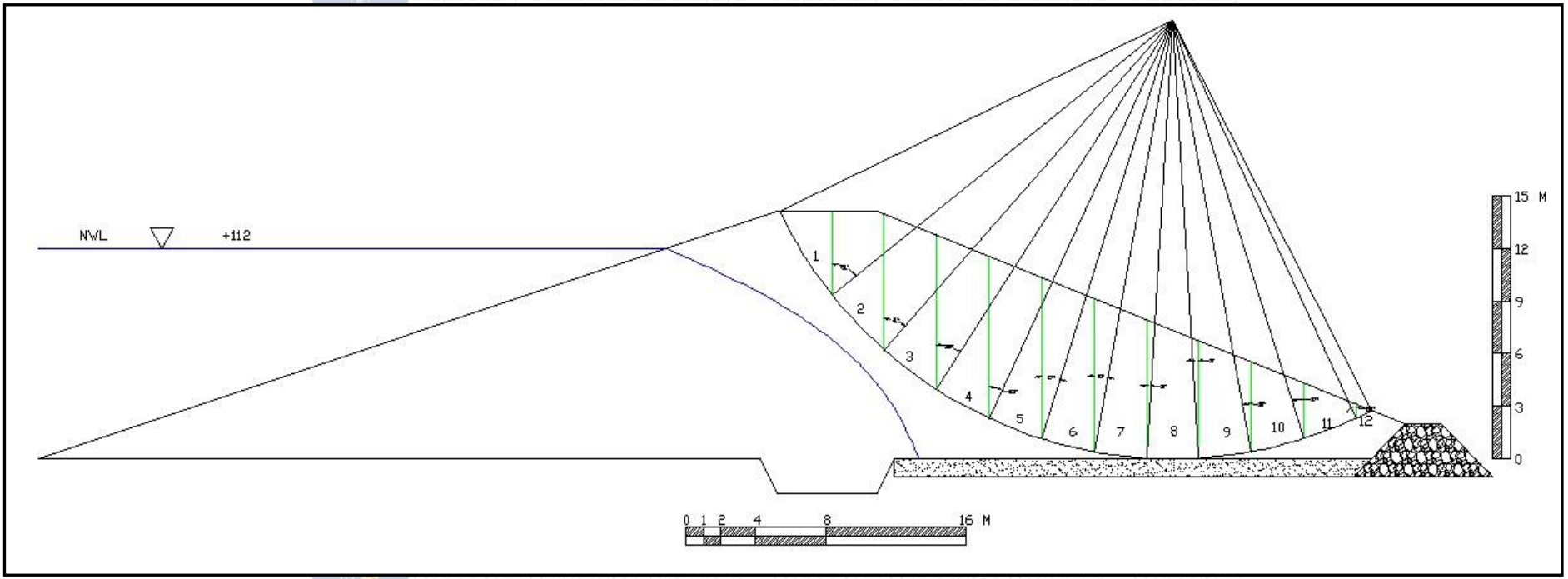
Gambar 4.28 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Normal)

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.111 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Normal

No	Zona	H(m)	γ (t/m^3)	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*N*	ϕ	*tan* ϕ	*N. tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.777	0.629	15.641	12.666	36.00	0.727	9.202	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.656	0.755	26.631	30.636	36.00	0.727	22.258	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.545	0.839	25.699	39.573	36.00	0.727	28.752	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.423	0.906	20.088	43.078	36.00	0.727	31.298	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.292	0.956	13.451	43.995	36.00	0.727	31.964	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.174	0.985	7.537	42.746	36.00	0.727	31.057	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.052	0.999	2.080	39.687	36.00	0.727	28.835	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.052	0.999	-1.825	34.820	36.00	0.727	25.298	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.174	0.985	-4.983	28.261	36.00	0.727	20.533	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.292	0.956	-6.099	19.951	36.00	0.727	14.495	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.423	0.906	-4.553	9.764	36.00	0.727	7.094	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.454	0.891	-1.984	3.894	36.00	0.727	2.829	3.367	3.478
Jumlah								**91.682**				**253.615**		**42.024**
SF		**3.225**												

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.29 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Normal)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

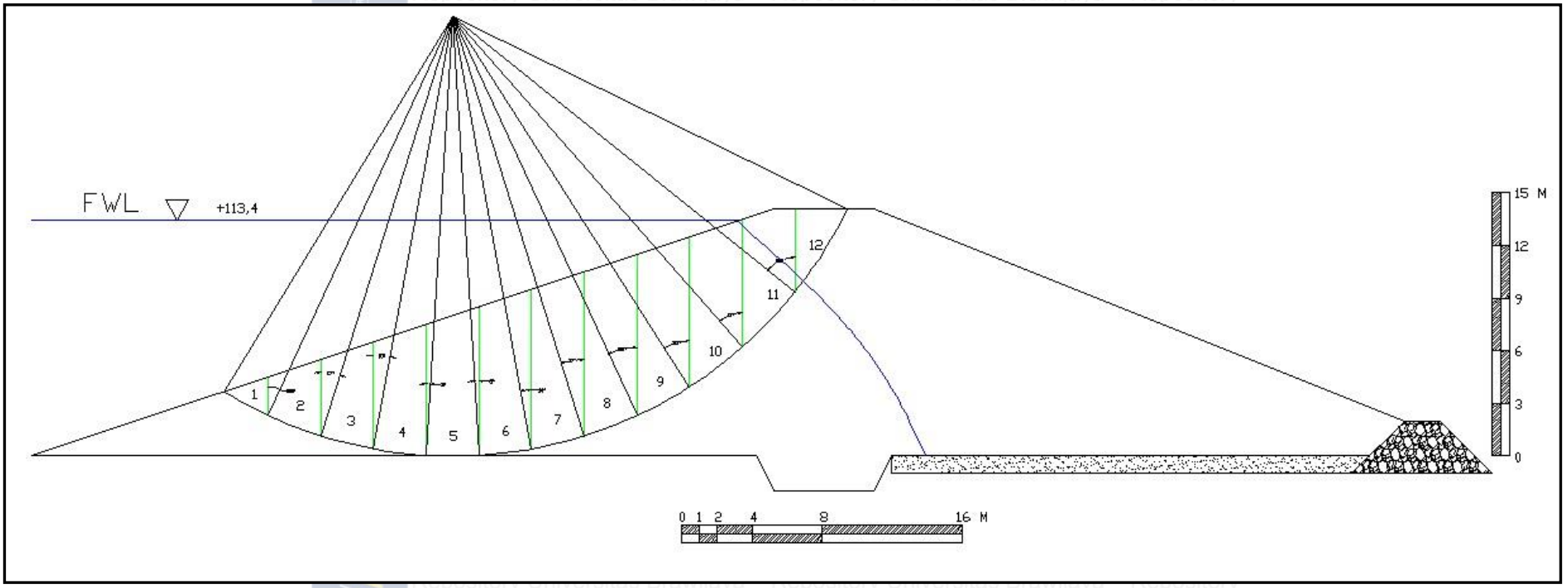
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.112 Stabilitas Hulu Embung Bantegan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Normal

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ(t/m^3)	*Wsat* (t/m)	*W*(t/m)	*Ww(t/m)*	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*N*	*h1*	*h2*	*U*	ϕ	*tan* ϕ	(*N-U*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	30.400	37.490	-25.000	-0.423	0.906	-15.844	33.978	9.184	1.491	10.819	36.000	0.727	16.826	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	26.897	40.184	-17.000	-0.292	0.956	-11.749	38.428	8.574	2.949	11.709	36.000	0.727	19.413	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	22.811	45.189	-10.000	-0.174	0.985	-7.847	44.502	7.488	5.115	13.030	36.000	0.727	22.866	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	19.389	48.491	-3.000	-0.052	0.999	-2.538	48.425	6.454	6.745	9.757	36.000	0.727	28.094	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	16.327	50.694	3.000	0.052	0.999	2.653	50.625	5.435	7.965	13.004	36.000	0.727	27.333	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	13.477	52.005	10.000	0.174	0.985	9.031	51.215	4.424	8.806	12.998	36.000	0.727	27.766	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	10.694	52.449	17.000	0.292	0.956	15.335	50.157	3.409	9.267	12.497	36.000	0.727	27.361	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	8.090	52.416	25.000	0.423	0.906	22.152	47.505	2.444	9.323	11.607	36.000	0.727	26.082	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.833	0.000	4.947	50.780	33.000	0.545	0.839	27.657	42.588	1.383	8.921	10.146	36.000	0.727	23.571	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.395	0.000	1.435	46.830	41.000	0.656	0.755	30.723	35.343	0.361	7.951	8.137	36.000	0.727	19.766	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	24.252	19.432	0.000	43.683	51.000	0.777	0.629	33.948	27.491	2.575	3.542	4.474	36.000	0.727	16.723	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	0.000	36.931	64.000	0.899	0.438	33.193	16.189	3.409	0.000	4.078	36.000	0.727	8.799	6.844	7.069
Jumlah											**136.714**							**264.600**		**45.615**

SF **2.269**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.30 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Normal)

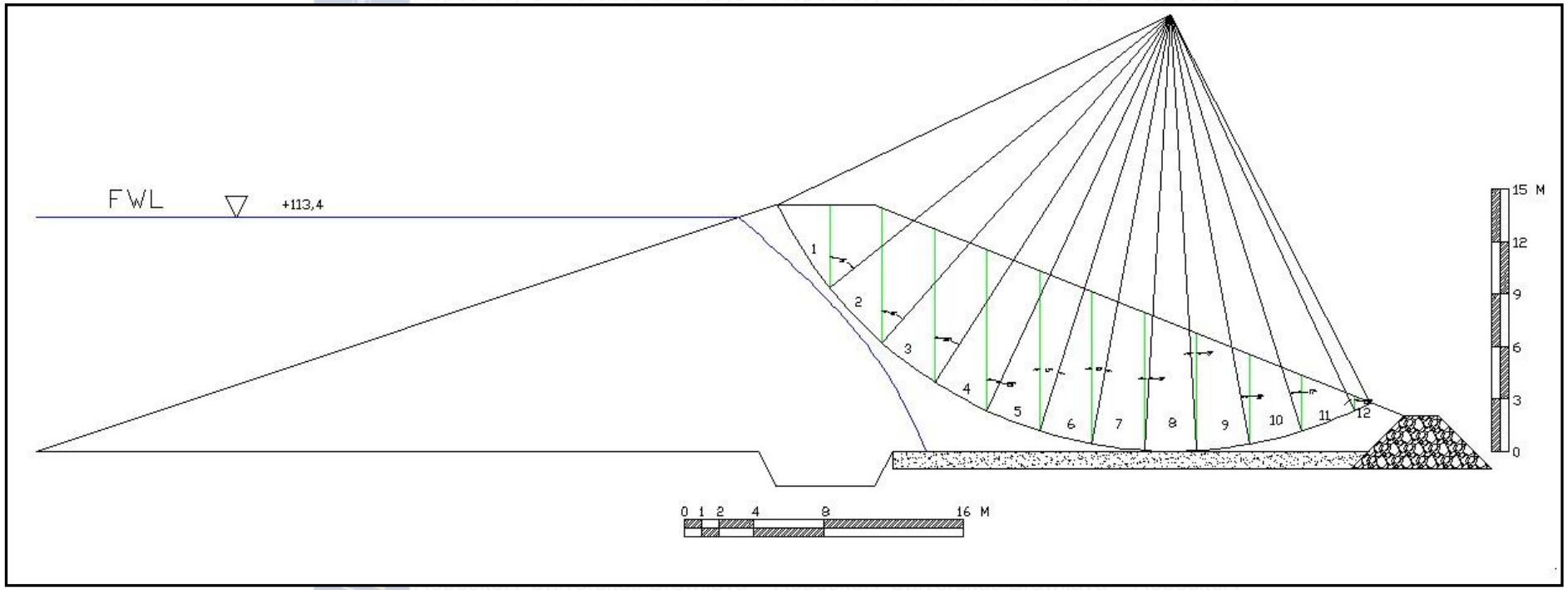
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.113 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Normal

No	Zona	*H(m)*	γ (t/m^3)	*W*(t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*N*	ϕ	*tan* ϕ	*N. tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.777	0.629	15.641	12.666	36.00	0.727	9.202	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.656	0.755	26.631	30.636	36.00	0.727	22.258	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.545	0.839	25.699	39.573	36.00	0.727	28.752	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.423	0.906	20.088	43.078	36.00	0.727	31.298	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.292	0.956	13.451	43.995	36.00	0.727	31.964	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.174	0.985	7.537	42.746	36.00	0.727	31.057	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.052	0.999	2.080	39.687	36.00	0.727	28.835	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.052	0.999	-1.825	34.820	36.00	0.727	25.298	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.174	0.985	-4.983	28.261	36.00	0.727	20.533	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.292	0.956	-6.099	19.951	36.00	0.727	14.495	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.423	0.906	-4.553	9.764	36.00	0.727	7.094	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.454	0.891	-1.984	3.894	36.00	0.727	2.829	3.367	3.478
Jumlah								**91.682**				**253.615**		**42.024**
SF		**3.225**												

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.31 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Normal)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

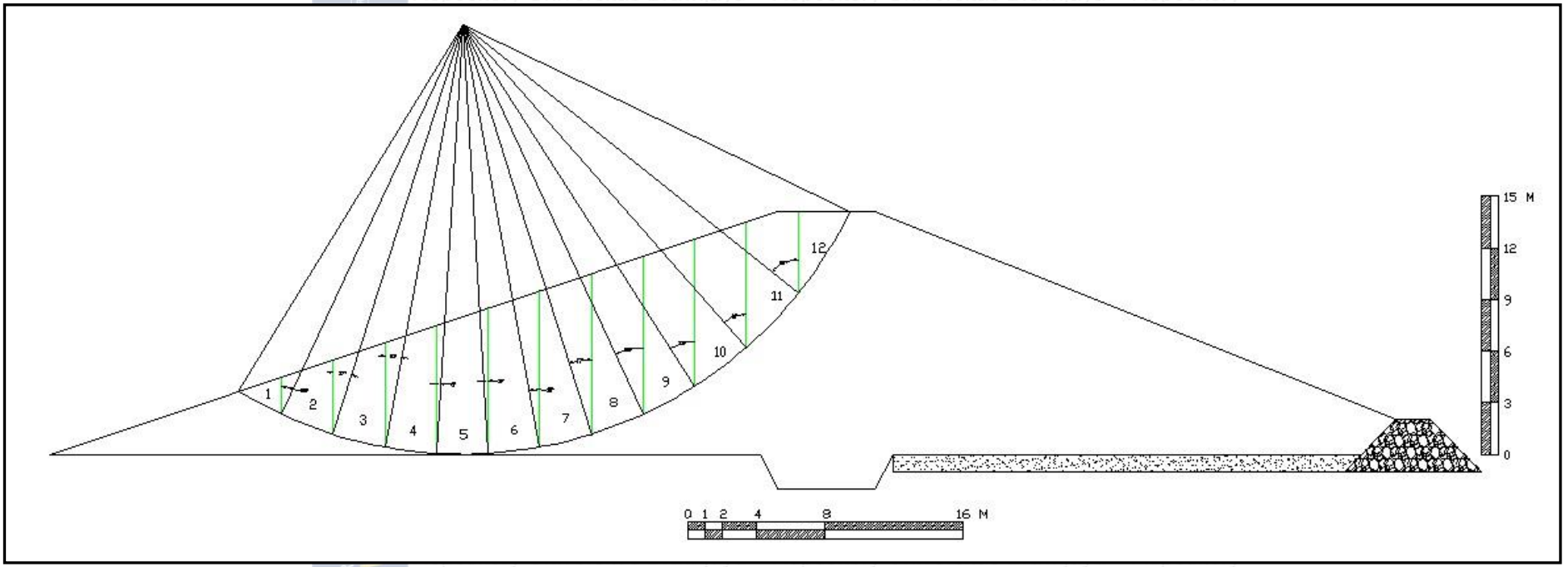
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.114 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Kosong Kondisi Gempa

No	Zona	A (m^2)	γ (t/m^3)	W (t/m)	α	$sin\ \alpha$	$cos\ \alpha$	T	Te	$T + Te$	N	Ne	ϕ	$tan\ \phi$	$(N - Ne).\ tan\ \phi$	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Urugan Tanah Homogen	1.491	1.583	7.814	-25.00	-0.423	0.906	-3.302	1.239	-2.063	7.082	-0.578	36	0.727	5.565	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	2.949	1.583	14.644	-17.00	-0.292	0.956	-4.282	2.451	-1.831	14.004	-0.749	36	0.727	10.719	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	5.115	1.583	24.664	-10.00	-0.174	0.985	-4.283	4.251	-0.032	24.289	-0.749	36	0.727	18.192	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	6.745	1.583	32.075	-3.00	-0.052	0.999	-1.679	5.606	3.927	32.032	-0.294	36	0.727	23.486	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	7.965	1.583	37.877	3.00	0.052	0.999	1.982	6.619	8.602	37.825	0.347	36	0.727	27.230	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	8.806	1.583	42.464	10.00	0.174	0.985	7.374	7.318	14.692	41.819	1.290	36	0.727	29.446	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	9.267	1.583	46.019	17.00	0.292	0.956	13.455	7.701	21.156	44.009	2.355	36	0.727	30.263	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	9.323	1.583	48.854	25.00	0.423	0.906	20.647	7.748	28.395	44.277	3.613	36	0.727	29.544	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	8.921	1.583	50.515	33.00	0.545	0.839	27.513	7.414	34.927	42.366	4.815	36	0.727	27.282	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	7.951	1.583	50.032	41.00	0.656	0.755	32.824	6.608	39.432	37.759	5.744	36	0.727	23.260	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	6.117	1.583	46.160	51.00	0.777	0.629	35.873	5.084	40.957	29.050	6.278	36	0.727	16.545	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	3.409	1.583	36.931	64.00	0.899	0.438	33.193	2.833	36.026	16.189	5.809	36	0.727	7.542	6.844	7.069
Jumlah										**224.187**					**249.074**		**45.615**

SF **1.314**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.32 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Gempa)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

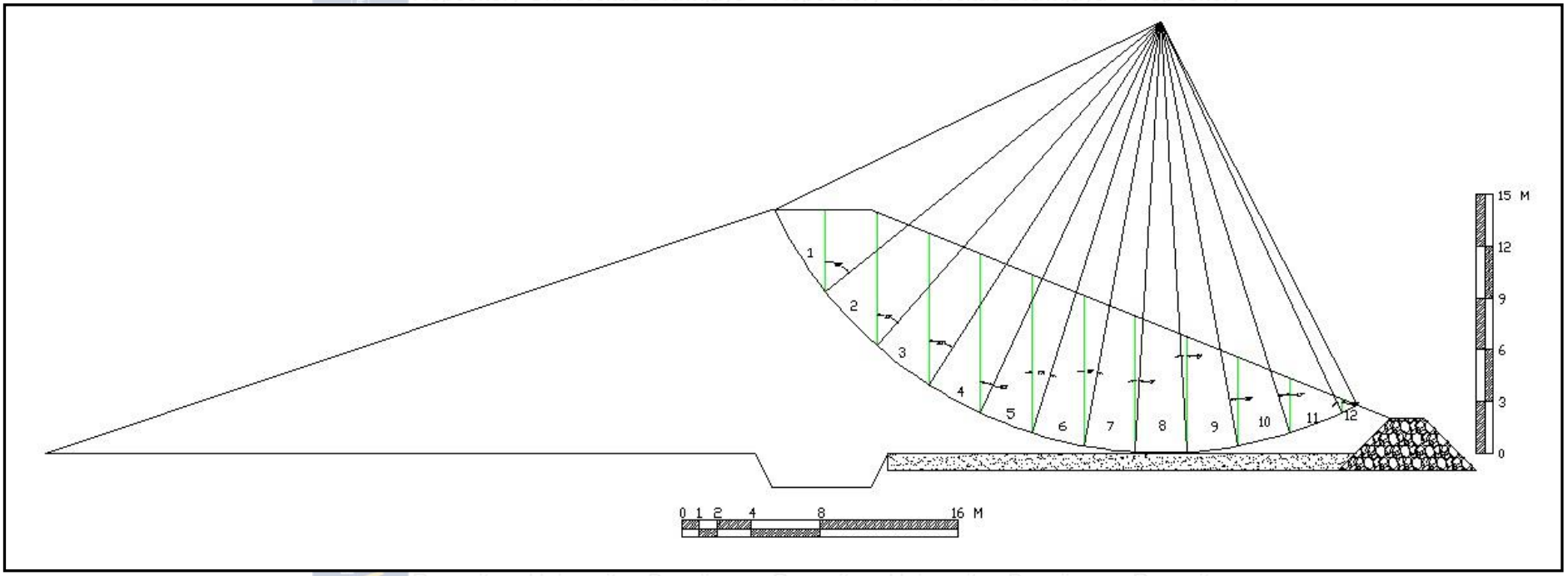
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.115 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Kosong Kondisi Gempa

No	Zona	H(m)	γ (t/m^3)	W (t/m)	α	sin α	cos α	T	Te	T + Te	N	Ne	ϕ	tan ϕ	(N-Ne) . tan ϕ	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.7771	0.6293	15.641	2.216	17.857	12.666	2.737	36.00	0.727	7.213	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.6561	0.7547	26.631	5.361	31.993	30.636	4.660	36.00	0.727	18.872	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.5446	0.8387	25.699	6.925	32.625	39.573	4.497	36.00	0.727	25.484	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.4226	0.9063	20.088	7.539	27.626	43.078	3.515	36.00	0.727	28.744	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.2924	0.9563	13.451	7.699	21.150	43.995	2.354	36.00	0.727	30.254	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.1736	0.9848	7.537	7.481	15.018	42.746	1.319	36.00	0.727	30.098	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.0523	0.9986	2.080	6.945	9.025	39.687	0.364	36.00	0.727	28.570	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.0523	0.9986	-1.825	6.093	4.269	34.820	-0.319	36.00	0.727	25.530	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.1736	0.9848	-4.983	4.946	-0.038	28.261	-0.872	36.00	0.727	21.167	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.2924	0.9563	-6.099	3.491	-2.608	19.951	-1.067	36.00	0.727	15.270	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.4226	0.9063	-4.553	1.709	-2.844	9.764	-0.797	36.00	0.727	7.673	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.4540	0.8910	-1.984	0.681	-1.303	3.894	-0.347	36.00	0.727	3.082	3.367	3.478
Jumlah										**152.769**					**241.958**		**42.024**

SF **1.859**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.33 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Kosong Kondisi Gempa)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

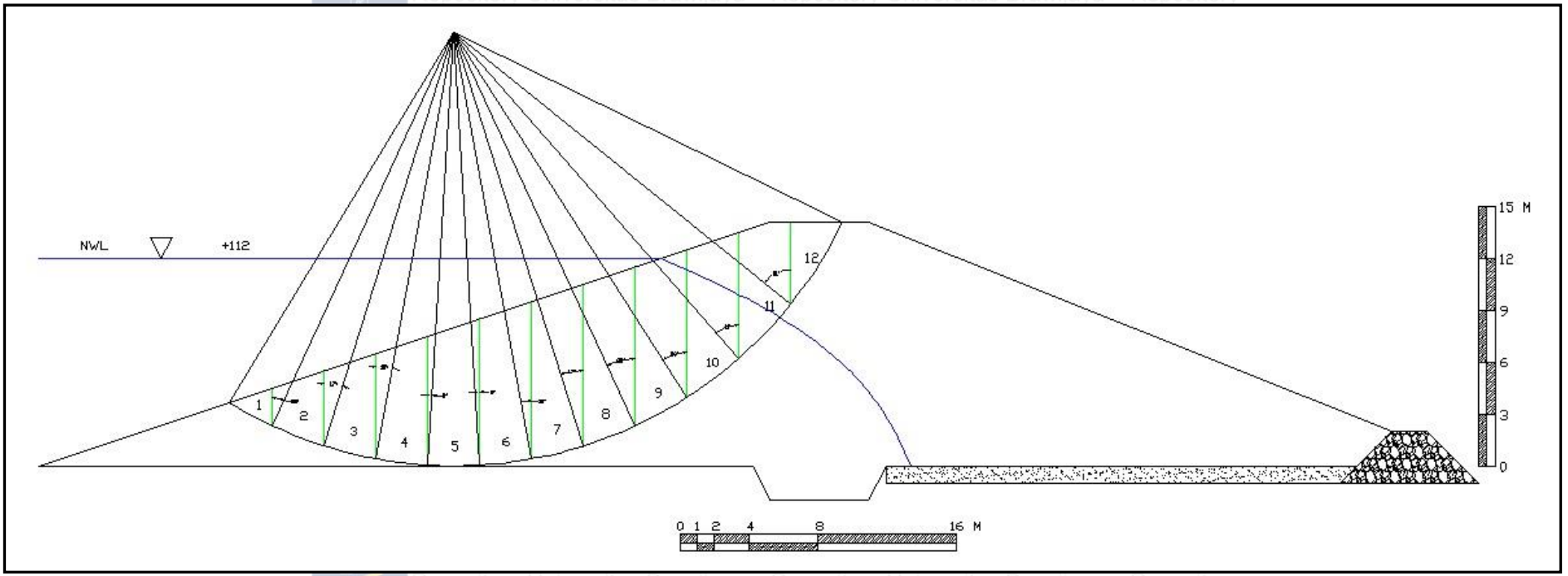
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.116 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Gempa

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ(t/m^3)	Wsat(t/m)	W(t/m)	Ww(t/m)	W_{tot} (t/m)	α	sin α	cos α	T	Te	T + Te	N	Ne	h1	h2	U	ϕ	tan ϕ	(N-Ne-U) . tan ϕ	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	25.766	32.856	-25.00	-0.423	0.906	-13.886	5.211	-8.675	29.778	-2.430	7.784	1.491	9.451	36.00	0.727	16.534	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	22.505	35.792	-17.00	-0.292	0.956	-10.465	5.990	-4.475	34.228	-1.831	7.174	2.949	10.370	36.00	0.727	18.664	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	18.546	40.924	-10.00	-0.174	0.985	-7.106	7.053	-0.053	40.302	-1.244	6.088	5.115	12.246	36.00	0.727	21.288	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	15.183	44.286	-3.00	-0.052	0.999	-2.318	7.739	5.422	44.225	-0.406	5.054	6.745	11.207	36.00	0.727	24.284	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	12.122	46.489	3.00	0.052	0.999	2.433	8.124	10.557	46.425	0.426	4.035	7.965	11.745	36.00	0.727	24.887	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	9.221	47.750	10.00	0.174	0.985	8.292	8.229	16.521	47.024	1.451	3.027	8.806	11.657	36.00	0.727	24.641	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	6.302	48.057	17.00	0.292	0.956	14.050	8.042	22.093	45.957	2.459	2.009	9.267	11.132	36.00	0.727	23.516	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	3.304	47.630	25.00	0.423	0.906	20.129	7.554	27.684	43.167	3.523	0.998	9.323	10.189	36.00	0.727	21.401	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.618	0.000	0.000	45.618	33.00	0.545	0.839	24.845	6.695	31.541	38.259	4.348	0.042	8.879	8.786	36.00	0.727	18.254	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	30.219	16.725	0.000	46.945	41.00	0.656	0.755	30.799	6.200	36.999	35.430	5.390	2.658	5.293	7.448	36.00	0.727	16.414	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	3.526	42.274	0.000	45.800	51.00	0.777	0.629	35.593	5.044	40.637	28.823	6.229	5.602	0.515	6.429	36.00	0.727	11.744	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	0.000	36.931	64.00	0.899	0.438	33.193	2.833	36.026	16.189	5.809	3.409	0.000	4.078	36.00	0.727	4.579	6.844	7.069
Jumlah													**214.277**								**226.206**		**45.615**

SF **1.269**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.34 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Gempa)

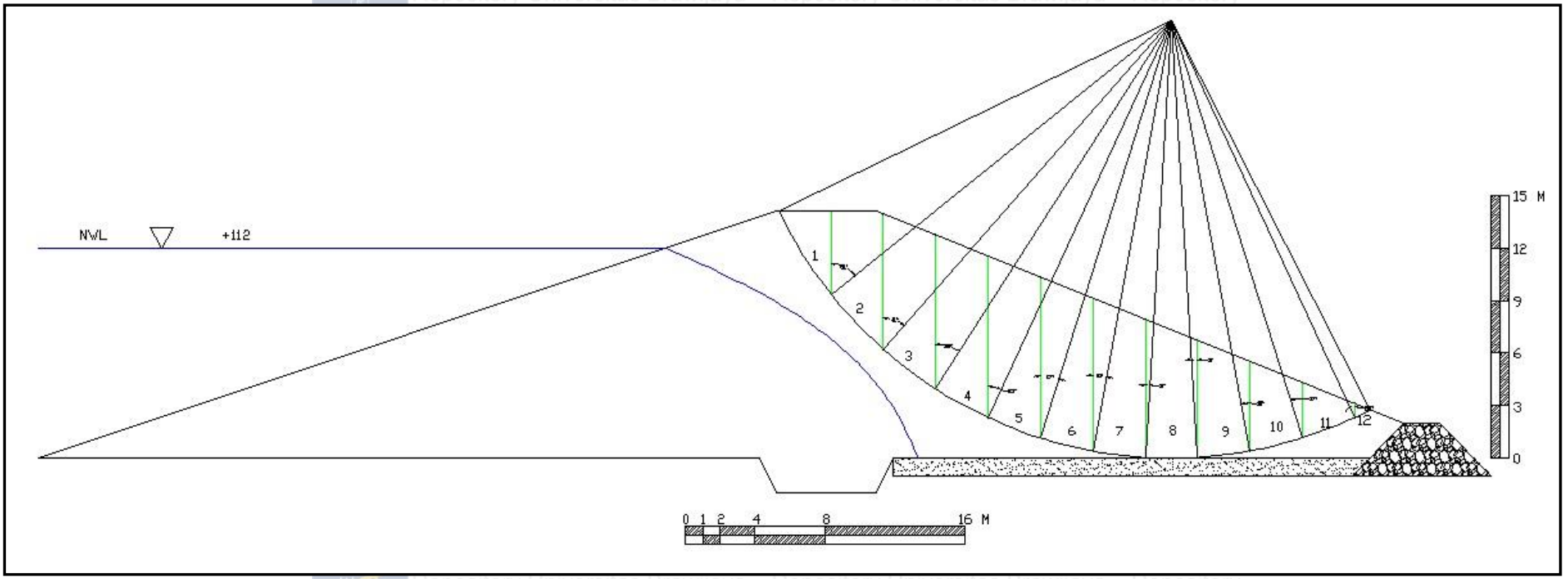
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.117 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Normal *(NWL)* Kondisi Gempa

No	Zona	$H(m)$	γ (t/m^3)	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*Te*	*T + Te*	*N*	*Ne*	ϕ	*tan* ϕ	(*N*-*Ne*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.777	0.629	15.641	2.216	17.857	12.666	2.737	36.00	0.727	7.213	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.656	0.755	26.631	5.361	31.993	30.636	4.660	36.00	0.727	18.872	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.545	0.839	25.699	6.925	32.625	39.573	4.497	36.00	0.727	25.484	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.423	0.906	20.088	7.539	27.626	43.078	3.515	36.00	0.727	28.744	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.292	0.956	13.451	7.699	21.150	43.995	2.354	36.00	0.727	30.254	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.174	0.985	7.537	7.481	15.018	42.746	1.319	36.00	0.727	30.098	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.052	0.999	2.080	6.945	9.025	39.687	0.364	36.00	0.727	28.570	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.052	0.999	-1.825	6.093	4.269	34.820	-0.319	36.00	0.727	25.530	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.174	0.985	-4.983	4.946	-0.038	28.261	-0.872	36.00	0.727	21.167	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.292	0.956	-6.099	3.491	-2.608	19.951	-1.067	36.00	0.727	15.270	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.423	0.906	-4.553	1.709	-2.844	9.764	-0.797	36.00	0.727	7.673	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.454	0.891	-1.984	0.681	-1.303	3.894	-0.347	36.00	0.727	3.082	3.367	3.478
Jumlah										**152.769**					**241.958**		**42.024**
SF		**1.859**															

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.35 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Normal Kondisi Gempa)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

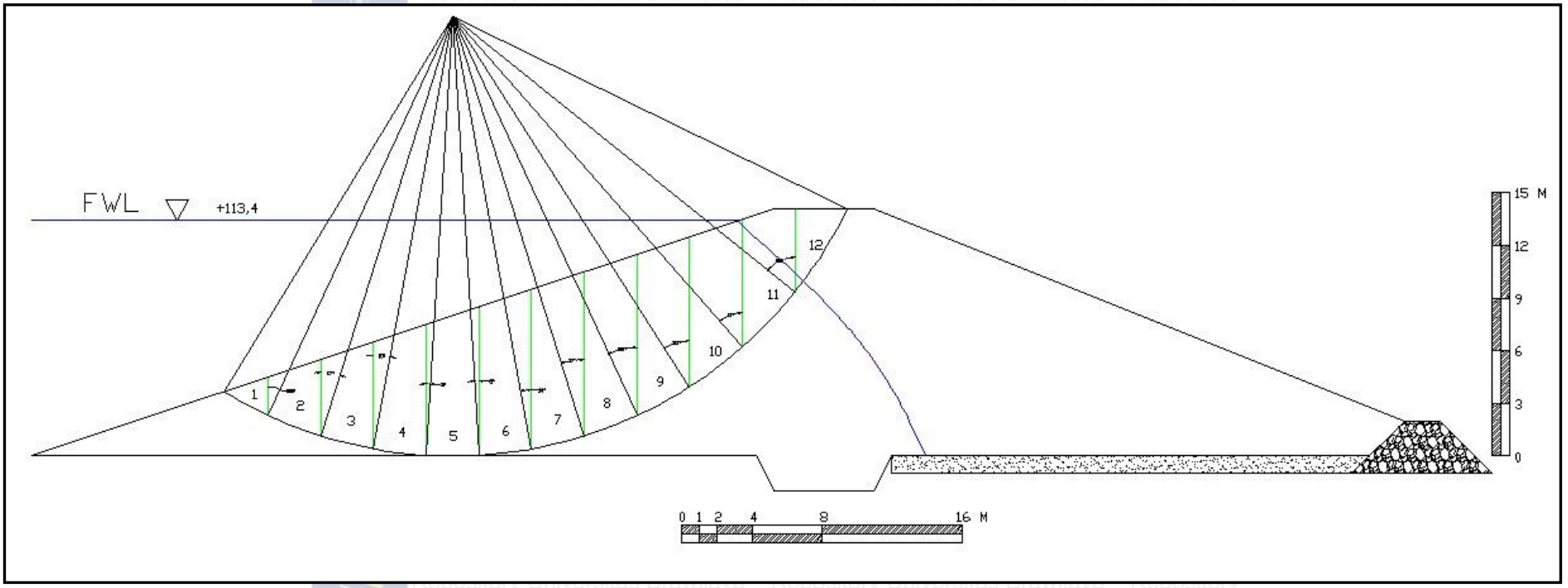
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.118 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Gempa

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ(t/m^3)	Wsat (t/m)	W(t/m)	Ww(t/m)	W_{inc} (t/m)	α	sin α	cos α	T	Te	T + Te	N	Ne	h1	h2	U	ϕ	tan ϕ	(N-Ne-U) . tan ϕ	l	C (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	30.400	37.490	-25.00	-0.423	0.906	-15.844	5.946	-9.898	33.978	-2.773	9.184	1.491	10.819	36	0.727	18.841	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	26.897	40.184	-17.00	-0.292	0.956	-11.749	6.725	-5.024	38.428	-2.056	8.574	2.949	11.709	36	0.727	20.907	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	22.811	45.189	-10.00	-0.174	0.985	-7.847	7.788	-0.059	44.502	-1.373	7.488	5.115	13.030	36	0.727	23.863	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	19.389	48.491	-3.00	-0.052	0.999	-2.538	8.474	5.937	48.425	-0.444	6.454	6.745	9.757	36	0.727	28.417	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	16.327	50.694	3.00	0.052	0.999	2.653	8.859	11.512	50.625	0.464	5.435	7.965	13.004	36	0.727	26.996	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	13.477	52.005	10.00	0.174	0.985	9.031	8.963	17.993	51.215	1.580	4.424	8.806	12.998	36	0.727	26.618	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	10.694	52.449	17.00	0.292	0.956	15.335	8.777	24.112	50.157	2.684	3.409	9.267	12.497	36	0.727	25.412	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	8.090	52.416	25.00	0.423	0.906	22.152	8.313	30.466	47.505	3.877	2.444	9.323	11.607	36	0.727	23.265	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.833	0.000	4.947	50.780	33.00	0.545	0.839	27.657	7.453	35.110	42.588	4.840	1.383	8.921	10.146	36	0.727	20.054	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.395	0.000	1.435	46.830	41.00	0.656	0.755	30.723	6.185	36.908	35.343	5.377	0.361	7.951	8.137	36	0.727	15.860	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	24.252	19.432	0.000	43.683	51.00	0.777	0.629	33.948	4.811	38.759	27.491	5.941	2.575	3.542	4.474	36	0.727	12.406	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	0.000	36.931	64.00	0.899	0.438	33.193	2.833	36.026	16.189	5.809	3.409	0.000	4.078	36	0.727	4.579	6.844	7.069
Jumlah													**221.842**								**247.218**		**45.615**

SF **1.320**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.36 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Gempa)

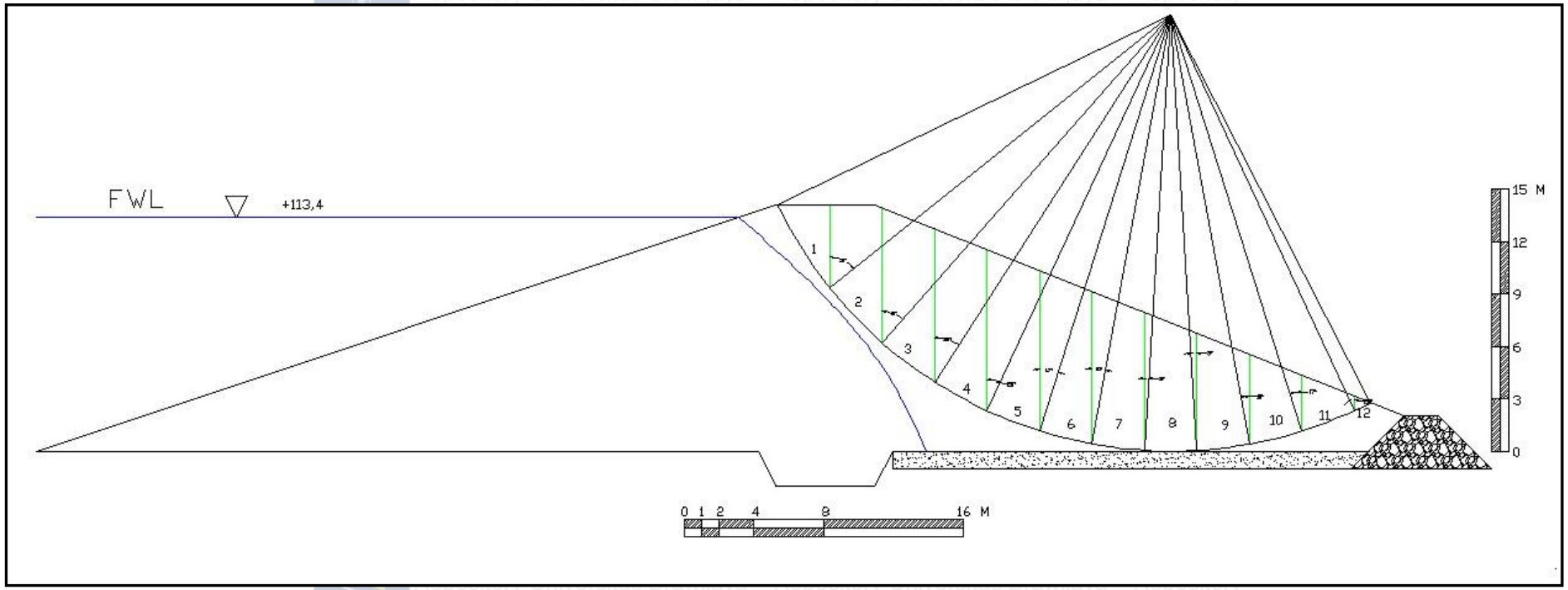
Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.119 Stabilitas Hilir Embung Bantengan Saat Muka Air Banjir *(FWL)* Kondisi Gempa

No	Zona	*H(m)*	γ (t/m^3)	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*Te*	*T + Te*	*N*	*Ne*	ϕ	*tan* ϕ	(*N-Ne*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Urugan Tanah Homogen	2.667	1.583	20.126	51.000	0.777	0.629	15.641	2.216	17.857	12.666	2.737	36.00	0.727	7.213	4.767	4.924
2	Urugan Tanah Homogen	6.451	1.583	40.593	41.000	0.656	0.755	26.631	5.361	31.993	30.636	4.660	36.00	0.727	18.872	3.975	4.106
3	Urugan Tanah Homogen	8.333	1.583	47.186	33.000	0.545	0.839	25.699	6.925	32.625	39.573	4.497	36.00	0.727	25.484	3.577	3.695
4	Urugan Tanah Homogen	9.071	1.583	47.532	25.000	0.423	0.906	20.088	7.539	27.626	43.078	3.515	36.00	0.727	28.744	3.310	3.419
5	Urugan Tanah Homogen	9.264	1.583	46.005	17.000	0.292	0.956	13.451	7.699	21.150	43.995	2.354	36.00	0.727	30.254	3.137	3.241
6	Urugan Tanah Homogen	9.001	1.583	43.405	10.000	0.174	0.985	7.537	7.481	15.018	42.746	1.319	36.00	0.727	30.098	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	8.357	1.583	39.742	3.000	0.052	0.999	2.080	6.945	9.025	39.687	0.364	36.00	0.727	28.570	3.004	3.103
8	Urugan Tanah Homogen	7.332	1.583	34.867	-3.000	-0.052	0.999	-1.825	6.093	4.269	34.820	-0.319	36.00	0.727	25.530	3.004	3.103
9	Urugan Tanah Homogen	5.951	1.583	28.697	-10.000	-0.174	0.985	-4.983	4.946	-0.038	28.261	-0.872	36.00	0.727	21.167	3.046	3.147
10	Urugan Tanah Homogen	4.201	1.583	20.862	-17.000	-0.292	0.956	-6.099	3.491	-2.608	19.951	-1.067	36.00	0.727	15.270	3.137	3.241
11	Urugan Tanah Homogen	2.056	1.583	10.773	-25.000	-0.423	0.906	-4.553	1.709	-2.844	9.764	-0.797	36.00	0.727	7.673	3.310	3.419
12	Urugan Tanah Homogen	0.820	1.583	4.371	-27.000	-0.454	0.891	-1.984	0.681	-1.303	3.894	-0.347	36.00	0.727	3.082	3.367	3.478
Jumlah										**152.769**					**241.958**		**42.024**
SF		**1.859**															

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.37 Penggambaran Stabilitas Lereng Hilir Embung Bantengan (Saat Muka Air Banjir Kondisi Gempa)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

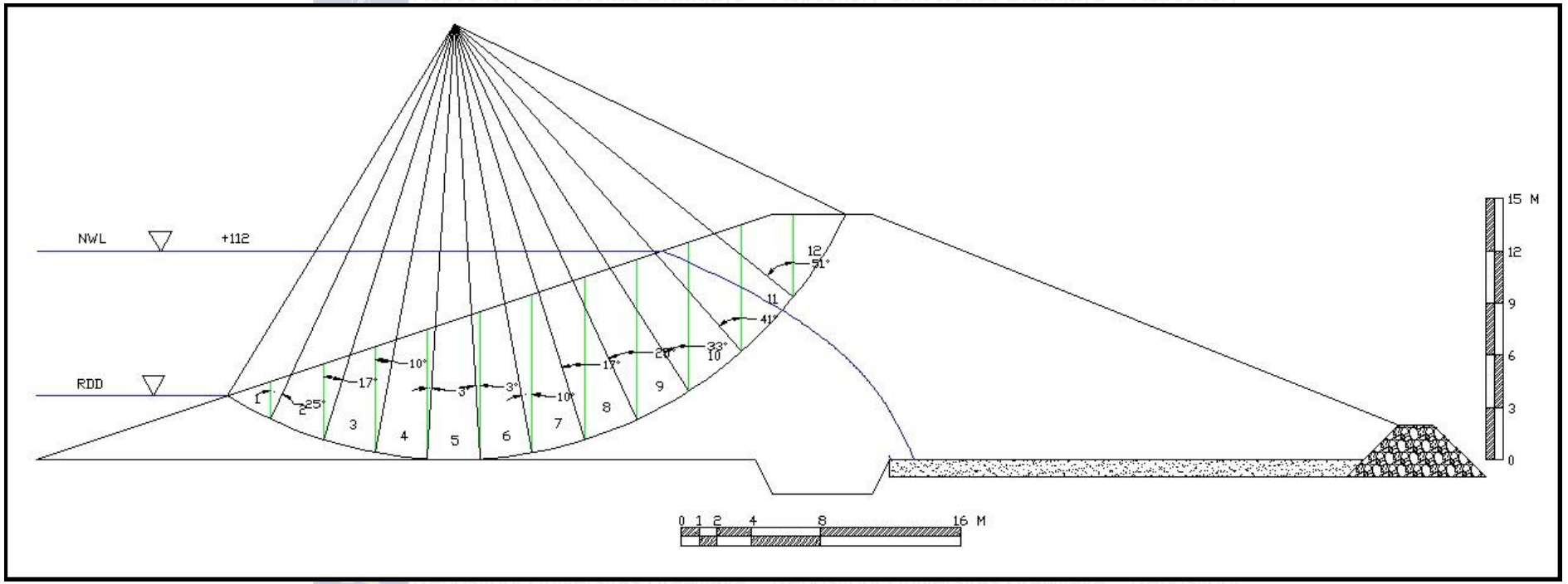
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.120 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Normal

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ (t/m^3)	*Wsat* (t/m)	*W* (t/m)	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*N*	*h1*	*h2*	*U*	ϕ	*tan* ϕ	(*N-U*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	7.090	-25.00	-0.4226	0.9063	-2.996	6.426	7.784	1.491	2.231	36	0.727	3.048	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	13.287	-17.00	-0.2924	0.9563	-3.885	12.706	7.174	2.949	3.304	36	0.727	6.832	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	22.378	-10.00	-0.1736	0.9848	-3.886	22.038	6.088	5.115	5.313	36	0.727	12.151	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	29.103	-3.00	-0.0523	0.9986	-1.523	29.063	5.054	6.745	6.893	36	0.727	16.107	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	34.367	3.00	0.0523	0.9986	1.799	34.320	4.035	7.965	8.091	36	0.727	19.057	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	38.528	10.00	0.1736	0.9848	6.690	37.943	3.027	8.806	8.921	36	0.727	21.086	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	41.754	17.00	0.2924	0.9563	12.208	39.930	2.009	9.267	9.380	36	0.727	22.196	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	44.326	25.00	0.4226	0.9063	18.733	40.173	0.998	9.323	9.442	36	0.727	22.328	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.618	0.000	45.618	33.00	0.5446	0.8387	24.845	38.259	0.042	8.879	9.013	36	0.727	21.248	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	30.219	16.725	46.945	41.00	0.6561	0.7547	30.799	35.430	2.658	5.293	5.543	36	0.727	21.714	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	3.526	42.274	45.800	51.00	0.7771	0.6293	35.593	28.823	5.602	0.515	3.600	36	0.727	18.325	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	36.931	64.00	0.8988	0.4384	33.193	16.189	3.409	0.000	0.000	36	0.727	11.762	6.844	7.069
Jumlah										**151.570**							**195.853**		**45.615**

SF **1.593**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.38 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Normal)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

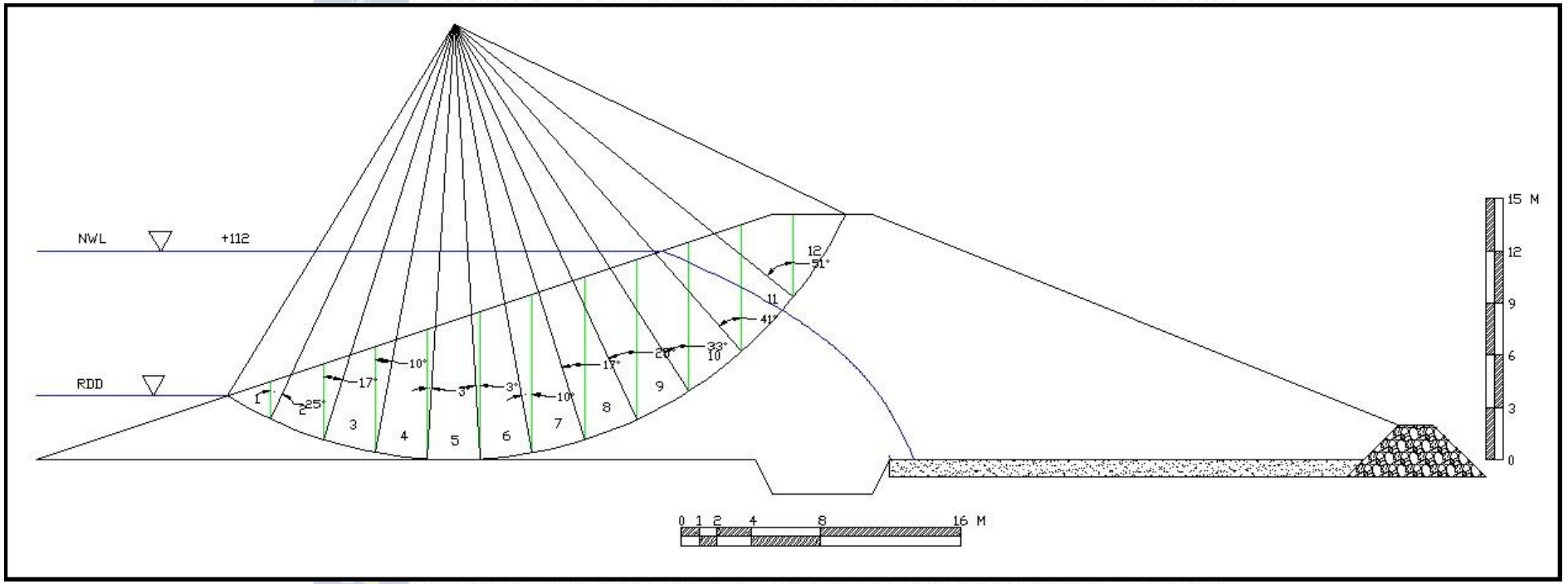
Repository Universitas Brawijaya

Tabel 4.121 Stabilitas Hulu Embung Bantengan Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Gempa

No	Zona	γ_{sat} (t/m^3)	γ(t/m^3)	*Wsat* (t/m)	*W*(t/m)	W_{tot} (t/m)	α	*sin* α	*cos* α	*T*	*Te*	*T + Te*	*N*	N_e	*h1*	*h2*	*U*	ϕ	*tan* ϕ	(*N*-N_e-*U*) . *tan* ϕ	*l*	*C* (t/m^2)
1	2	3	4	5	6	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	7.090	0.000	7.090	-25.00	-0.423	0.906	-2.996	1.125	-1.872	6.426	-0.524	7.784	1.491	2.231	36	0.727	3.429	3.310	3.419
2	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	13.287	0.000	13.287	-17.00	-0.292	0.956	-3.885	2.224	-1.661	12.706	-0.680	7.174	2.949	3.304	36	0.727	7.326	3.137	3.241
3	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	22.378	0.000	22.378	-10.00	-0.174	0.985	-3.886	3.857	-0.029	22.038	-0.680	6.088	5.115	5.313	36	0.727	12.646	3.046	3.147
4	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	29.103	0.000	29.103	-3.00	-0.052	0.999	-1.523	5.086	3.563	29.063	-0.267	5.054	6.745	6.893	36	0.727	16.301	3.004	3.103
5	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	34.367	0.000	34.367	3.00	0.052	0.999	1.799	6.006	7.805	34.320	0.315	4.035	7.965	8.091	36	0.727	18.828	3.004	3.103
6	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	38.528	0.000	38.528	10.00	0.174	0.985	6.690	6.640	13.330	37.943	1.171	3.027	8.806	8.921	36	0.727	20.235	3.046	3.147
7	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	41.754	0.000	41.754	17.00	0.292	0.956	12.208	6.988	19.196	39.930	2.136	2.009	9.267	9.380	36	0.727	20.644	3.137	3.241
8	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	44.326	0.000	44.326	25.00	0.423	0.906	18.733	7.030	25.764	40.173	3.278	0.998	9.323	9.442	36	0.727	19.946	3.310	3.419
9	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	45.618	0.000	45.618	33.00	0.545	0.839	24.845	6.695	31.541	38.259	4.348	0.042	8.879	9.013	36	0.727	18.089	3.577	3.695
10	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	30.219	16.725	46.945	41.00	0.656	0.755	30.799	6.200	36.999	35.430	5.390	2.658	5.293	5.543	36	0.727	17.798	3.975	4.106
11	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	3.526	42.274	45.800	51.00	0.777	0.629	35.593	5.044	40.637	28.823	6.229	5.602	0.515	3.600	36	0.727	13.800	4.767	4.924
12	Urugan Tanah Homogen	1.436	1.583	0.000	36.931	36.931	64.00	0.899	0.438	33.193	2.833	36.026	16.189	5.809	3.409	0.000	0.000	36	0.727	7.542	6.844	7.069
Jumlah												**211.298**								**176.582**		**45.615**

SF **1.052**

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016



Gambar 4.39 Penggambaran Stabilitas Lereng Hulu Embung Bantengan (Saat *Rapid Drawdown* Kondisi Gempa)

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
REPOSITORY.UB.AC.ID

4.11 Analisa Stabilitas Pelimpah

Pada analisa stabilitas ini, dilakukan perhitungan gaya-gaya beban yang terjadi pada bangunan pelimpah. Pembebanan dapat berupa beban vertikal yang meliputi (gaya berat, berat tanah jenuh, gaya angkat) dan gaya horizontal yang meliputi (tekanan air, tekanan tanah aktif maupun pasif).

Data-data yang digunakan pada analisa ini adalah sebagai berikut :

Ø (sudut geser dalam) = 19,84° (data boring BHS-3)

Gs = 2,6 (data boring BHS-3)

e = 1,59 (data boring BHS-3)

γw = 1

γt = (Gs+e)/(1+e)

= (2,6+1,59)/(1+1,59)

= 1,618

sinØ = sin.19,84

= 0,339

1-sinØ = 0,661

1+sinØ = 1,339

Menentukan nilai koefisien tekanan tanah aktif dan pasif adalah sebagai berikut ini :

Ka (koef.tekanan tanah aktif) = $\frac{1-sin\emptyset}{1+sin\emptyset}$

= $\frac{0,661}{1,339}$

= 0,459

Kp (koef.tekanan tanah pasif) = $\frac{1}{Ka}$

= $\frac{1}{0,459}$

= 2,180

γsat = γw.(Gs+1)/(1+e)

= 1.(2,6+1)/(1+1,59)

= 1,390

γsub = γsat-1

= 1,390 – 1

= 0,390

Penentuan besaran σijin akan dijelaskan pada perhitungan dibawah ini :

Gs = 2,6 (data)

e = 1,59 (data)

γsat = 1.(Gs+1)/1+e

= 1.(2,6+1)/1+1,59

= 1,390

D = 2 (kedalaman pondasi)

B = 6,78 (panjang lantai yang diperhitungkan)

qu = c.Nc+γsat.D.Nq+0,5.B.γsat.Ny

dimana :

c = 0,108 (data boring BHS-3)

nc = 17,543

γsat = 1,390

D = 2

Nq = 7,334

B = 6,78

Ny = 4,530

Tabel 4.122 Perhitungan Nc, Nq, dan Ny dengan Sudut Geser Dalam

(ϕ)	Nc	Nq	Ny
15	12.8	4.44	2.4
20	17.7	7.43	4.6
19.84	17.543	7.334	4.530

Hasil Forecast

qu = 43,627 t/m^2

fk = 3 (ketentuan)

σijin = qu/fk

= 43,627/3

= 14,542 t/m^3

Perhitungan koefisien gempa untuk daerah Tulungagung adalah sebagai berikut :

Ad = z.ac.v

Z = 1,3 (zona gempa)

Ac = 190 gal (percepatan gempa dasar)

V = 0,8 (koefisien koreksi pengaruh jenis tanah setempat)

Ad = 197,600 gal (cm/dt^2)

Ko = Ad/g

= 197,600/981

= 0,201

Adanya perbedaan elevasi antara muka air hulu dengan muka air hilir akan menyebabkan gaya angkat *(uplift)* yang bekerja pada dasar pondasi. Dengan adanya gaya tersebut maka hal itu menyebabkan berat efektif pelimpah menjadi berkurang.

Untuk mengetahui besarnya gaya angkat yang terjadi pada bangunan pelimpah, maka dilakukan pendekatan menggunakan Metode Lane yang disajikan pada tabel berikut ini :

4.11.1 Pelimpah pada Kondisi Penuh (muka air normal)

Tabel 4.123 Perhitungan Tekanan ke atas *(uplift preassure)* Pelimpah Kondisi Penuh

Titik	Garis	Panjang Rembesan				DH = Lw/CL	H	P = H - DH
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horiz	Lw			
A					0	0	2.000	2.000
	A - B	0.500						
B					0.500	0.319	2.500	2.181
	B - C		1.250	0.417				
C					0.917	0.586	2.500	1.914
	C - D	0.500						
D					1.417	0.905	3.000	2.095
	D - E		0.500	0.167				
E					1.583	1.012	3.000	1.988
	E - F	0.500						
F					2.083	1.331	2.500	1.169
	F - G		1.252	0.417				
G					2.501	1.598	2.500	0.902
	G - H	1.500						
H					4.001	2.556	4.000	1.444
	H - I		3.778	1.259				
I					5.260	3.361	4.000	0.639
	I - J	1.000						
J					6.260	4.000	4.000	0.000

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

$C_L = \frac{Lv+\frac{1}{3}Lh}{\Delta h}$

= 6,260/4

= 1,565

Berikut ini adalah perhitungan gaya-gaya yang terjadi pada tubuh pelimpah saat kondisi muka air normal. Gaya berat pelimpah disesuaikan dengan dimensi dari bangunan

tersebut. Untuk mempermudah perhitungan maka bangunan akan dibagi menjadi bagian-bagian kecil.

G1 = Volume x γ bangunan
= (1,25x0,5x1) x 2,4
= 1,5 ton

Berat air merupakan pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air.

Wa1 = Volume x γ air
= (1,25x2x1) x 1
= 2,5 ton

Tekanan ke atas *(uplift preassure)* didapatkan dari jalur rembesan seperti pada tabel sebelumnya. Perhitungannya adalah sebagai berikut :

Pu1 = volume x γ air
= (0,5 x (2,181+1,914) x 1,25) x 1
= 2,559 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pelimpah. Perhitungan tekanan airnya adalah sebagai berikut :

Pw1 = $0,5 . H^2 . \gamma$ air
= $0.5 . 2^2 . 1$
= 2 ton

Tekanan tanah aktif

Pa = $0,5 . Ka . \gamma t . H^2$
= $0,5 .0,493 . 1,618 . 2^2$
= 1,596 ton

Tekanan tanah pasif

Pp = $0,5 . Kp . \gamma sub . H^2$
= $0,5 . 2,028 .0,390 . 1^2$
= 0,395 ton

Perhitungan stabilitas pada saat kondisi gempa. Kondisi dimana gempa mempengaruhi gaya yang terjadi. Berikut ini perhitungan tekanan hidrodinamik :

Pd = $7/12 . \gamma air . KH. H^2$
= $0,583 . 1 . 0,201 . 2^2$
= 0,470 ton

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.124 Momen Tahan Akibat Tubuh Pelimpah dan Gaya Vertikal

Notasi	Nilai					Gaya	Jarak	Momen Tahan
	Panjang	Tinggi	Rasio	Luas	γ			
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(m)	(ton.m)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
G1	1.250	0.500	1.000	0.625	2.400	1.500	6.155	-9.233
G2	0.370	0.166	0.500	0.031	2.400	0.074	5.283	-0.389
G3	0.625	0.166	0.500	0.052	2.400	0.125	4.952	-0.617
G4	0.995	0.555	1.000	0.552	2.400	1.325	5.032	-6.669
G5	0.757	0.555	0.500	0.210	2.400	0.504	4.283	-2.159
G6	1.746	1.779	1.000	3.106	2.400	7.455	4.654	-34.694
G7	0.500	0.500	1.000	0.250	2.400	0.600	5.280	-3.168
G8	2.278	2.279	0.500	2.596	2.400	6.230	3.019	-18.808
G9	3.778	1.000	1.000	3.778	2.400	9.067	1.889	-17.128
Jumlah						26.880		-92.865

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.125 Momen Tahan Akibat Air di atas Pelimpah dan Gaya Vertikal

Notasi	Nilai					Gaya	Jarak	Momen Tahan
	Panjang	Tinggi	Rasio	Luas	γ			
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(m)	(ton.m)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Wa1	1.25	2	1	2.5	1	2.5	6.155	-15.388
Wa2	0.37	0.166	0.5	0.031	1	0.031	5.480	-0.168
Jumlah						2.531		-15.556

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.126 Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat *Uplift*

Notasi	Volume/m panjang		γ	Gaya	Jarak	Momen Guling
			(t/m³)	(ton)	(m)	(ton.m)
Pu1(b-c)	0.5 x (2.181 + 1.914) x 1.250	2.559	1	2.559	6.118	15.657
Pu2(d-e)	0.5 x (2.095 + 1.988) x 0.500	1.021	1	1.021	5.274	5.384
Pu3(f-g)	0.5 x (1.169 + 0.902) x 1.252	1.296	1	1.296	4.336	5.621
Pu4(h-i)	0.5 x (1.444 + 0.639) x 3.778	3.934	1	3.934	1.334	5.248
Jumlah				8.811		31.910

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.127 Momen Guling Akibat Tekanan Air dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m panjang		γ (t/m³)	Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen Guling (ton.m)
Puh1(a-b)	0.5 x (0.000 + 2.181) x 0.500	0.545	1	0.545	1.667	0.909
Puh2(c-d)	0.5 x (1.914 + 2.095) x 0.500	1.002	1	1.002	1.272	1.275
Puh3(g-h)	0.5 x (0.902 + 1.444) x 1.500	1.759	1	1.759	0.923	1.624
Pw1	0.5 x γw x h^2					
	0.5 x 1.000 x 4.00	2.000		2.000	2.667	5.334
Pa	0.5 x Ka x γt x h^2					
	0.5 x 0.493 x 1.618 4.000	1.596		1.596	1.667	2.660
Jumlah				6.903		11.802
Pd	7/12 x γw x KH x h^2					
	0.583 x 1 x 0.201 x 4.00	0.470		0.470	2.667	1.253
				7.373		13.055

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.128 Momen Tahan Akibat Tekanan Tanah Pasif dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m panjang		γ (t/m³)	Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen Tahan (ton.m)
Puh4(f-e)	0.5 x (1.169 + 1.988) x 0.500	0.789	1	0.789	1.315	-1.038
Puh5(j-i)	0.5 x (0.000 + 0.639) x 1.000	0.319	1	0.319	0.333	-0.106
Pp	0.5 x Kp x γsub x h^2					
	0.5 x 2.028 x 0.390 1.00	0.395		0.395	0.333	-0.132
Jumlah				1.504		-1.276

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Kontrol Stabilitas pelimpah kondisi muka air normal (Penuh) :

$\sum V$ = (2,531 + 26,880) – 8,811 = 20,600 ton

$\sum H$ = 6,903 – 1,504 = 5,398 ton

$\sum Mt$ = - (92,865 + 15,556 + 1,276) = 109,697 ton

$\sum Mg$ = 31,910 + 11,802 = 43,712 ton

$\sum M$ = $\sum Mt$ - $\sum Mg$ = 65,985

Stabilitas terhadap guling

Sf = $\sum Mt$ / $\sum Mg$ > 1,5

= 109,697 / 43,712 > 1,5

= 2,510 > 1,5 (Aman)

Stabilitas terhadap geser

Sf = $\sum V$ / $\sum H$ > 1,5

= 20,600 / 5,398 > 1,5

= 3,816 > 1,5 (Aman)

Stabilitas terhadap daya dukung tanah

e	= (∑M / ∑V) – (L/2)	<	L/6
	= ABS(65,985/20,600)-(6,78/2)	<	6,78/6
	= 0,187	<	1,130

Maka,

σ max/min	= (∑V) / L) x [(1 ± (6e)) / L]	<	σijin
	= (20,600/6,78) x [(1±(6x0,187))/6,78]	<	14,542
σ max	= 3,541	<	14,542
σ min	= 2,536	>	0

Kontrol stabilitas pelimpah kondisi muka air normal (penuh) dan gempa :

∑V	= (2,531 + 26,880) – 8,811	= 20,600 ton
∑H	= 7,373 – 1,504	= 5,868 ton
∑Mt	= - (92,865 + 15,556 + 1,276)	= 109,697 ton
∑Mg	= 31,910 + 13,055	= 44,965 ton
∑M	= ∑Mt - ∑Mg	= 64,732

Stabilitas terhadap guling

Sf	= ∑Mt / ∑Mg	>	1,25
	= 109,967 / 44,965	>	1,25
	= 2,440	>	1,25 (Aman)

Stabilitas terhadap geser

Sf	= ∑V / ∑H	>	1,25
	= 20,600 / 5,868	>	1,25
	= 3,510	>	1,25 (Aman)

Stabilitas terhadap daya dukung tanah

e	= (∑M / ∑V) – (L/2)	<	L/6
	= ABS(64,732/20,600)-(6,78/2)	<	6,78/6
	= 0,248	<	1,130

Maka,

σ max/min	= (∑V) / L) x [(1 ± (6e)) / L]	<	σijin
	= (20,600/6,78) x [(1±(6x0,248))/6,78]	<	14,542
σ max	= 3,704	<	14,542
σ min	= 2,372	>	0

4.11.2 Pelimpah pada Kondisi Banjir (Muka Air Banjir)

Tabel 4.129 Perhitungan Tekanan ke atas *(uplift preassure)* Pelimpah Kondisi Banjir

Titik	Garis	Panjang Rembesan				DH = Lw/CL	H	P = H - DH
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horiz	Lw			
A					0	0	3.305	3.305
	A - B	0.500						
B					0.500	0.191	3.805	3.614
	B - C		1.250	0.417				
C					0.917	0.351	3.805	3.454
	C - D	0.500						
D					1.417	0.542	4.305	3.763
	D - E		0.500	0.167				
E					1.583	0.606	4.305	3.699
	E - F	0.500						
F					2.083	0.797	3.805	3.008
	F - G		1.252	0.417				
G					2.501	0.956	3.805	2.849
	G - H	1.500						
H					4.001	1.530	5.305	3.775
	H - I		3.778	1.259				
I					5.260	2.012	5.305	3.293
	I - J	1.000						
J					6.260	2.394	4.305	1.911

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

$C_L = \frac{Lv+\frac{1}{3}Lh}{\Delta h}$

= 6,743/4,305-1,911

= 2,615

Perhitungan stabilitas pelimpah kondisi muka air banjir akan ditampilkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.130 Momen Tahan Akibat Tubuh Pelimpah dan Gaya Vertikal

Notasi	Nilai					Gaya	Jarak	Momen Tahan
	Panjang	Tinggi	Rasio	Luas	γ			
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(m)	(ton.m)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
G1	1.250	0.500	1	0.625	2.4	1.500	6.155	-9.233
G2	0.370	0.166	0.5	0.031	2.4	0.074	5.283	-0.389
G3	0.625	0.166	0.5	0.052	2.4	0.125	4.952	-0.617
G4	0.995	0.555	1	0.552	2.4	1.325	5.032	-6.669
G5	0.757	0.555	0.5	0.210	2.4	0.504	4.283	-2.159
G6	1.746	1.779	1	3.106	2.4	7.455	4.654	-34.694
G7	0.500	0.500	1	0.250	2.4	0.600	5.280	-3.168
G8	2.278	2.279	0.5	2.596	2.4	6.230	3.019	-18.808
G9	3.778	1.000	1	3.778	2.4	9.067	1.889	-17.128
Jumlah						26.880		-92.865

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.131 Momen Tahan Akibat Air di Atas Pelimpah dan Gaya Vertikal

Notasi	Nilai					Gaya	Jarak	Momen Tahan
	Panjang	Tinggi	Rasio	Luas	γ			
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(m)	(ton.m)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Wa1	1.250	2.000	1	2.500	1	2.500	6.155	-15.388
Wa2	0.370	1.660	0.5	0.307	1	0.307	5.480	-1.683
Wa3	1.620	1.305	1	2.114	1	2.114	5.970	-12.621
Wa4	1.136	1.136	0.5	0.645	1	0.645	4.781	-3.085
Wa5	1.136	0.169	1	0.192	1	0.192	4.592	-0.882
Wa6	1.136	0.500	0.5	0.284	1	0.284	4.403	-1.250
Wa7	0.524	0.633	0.5	0.166	1	0.166	3.849	-0.638
Wa8	0.524	0.036	1	0.019	1	0.019	3.762	-0.071
Wa9	0.524	0.500	0.5	0.131	1	0.131	3.673	-0.481
Wa10	0.470	0.500	0.5	0.118	1	0.118	3.336	-0.392
Wa11	0.034	0.030	0.5	0.001	1	0.001	3.020	-0.002
Wa12	0.470	0.470	0.5	0.110	1	0.110	3.187	-0.352
Wa13	0.030	0.436	1	0.013	1	0.013	3.015	-0.039
Wa14	0.030	0.030	0.5	0.000	1	0.000	3.010	-0.001
Wa15	1.500	0.411	1	0.617	1	0.617	2.250	-1.387
Wa16	1.500	1.500	0.5	1.125	1	1.125	2.000	-2.250
Wa17	1.500	1.911	1	2.867	1	2.867	0.750	-2.150
Jumlah						11.208		-42.672

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.132 Momen Guling dan Gaya Vertikal Akibat *Uplift*

Notasi	Volume/m panjang		γ (t/m³)	Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen Guling (ton.m)
Pu1(b-c)	0.5 x (3.614 + 3.454) x 1.250	4.418	1	4.418	6.128	27.071
Pu2(d-e)	0.5 x (3.763 + 3.699) x 0.500	1.866	1	1.866	5.276	9.843
Pu3(f-g)	0.5 x (3.008 + 2.849) x 1.252	3.666	1	3.666	4.364	15.999
Pu4(h-i)	0.5 x (3.775 + 3.293) x 3.778	13.352	1	13.352	1.673	22.336
Jumlah				23.302		75.249

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.133 Momen Guling Akibat Tekanan Air dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m panjang		γ (t/m³)	Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen Guling (ton.m)
Puh1(a-b)	0.5 x (0.000 + 3.614) x 0.500	0.903	1	0.903	1.667	1.506
Puh2(c-d)	0.5 x (3.454 + 3.763) x 0.500	1.804	1	1.804	1.256	2.266
Puh3(g-h)	0.5 x (2.849 + 3.775) x 1.500	4.968	1	4.968	0.825	4.100
Pw1	0.5 x γw x h^2					
	0.5 x 1.000 x 4.000	2.000		2.000	3.102	6.203
Pa	0.5 x Ka x γt x h^2					
	0.5 x 0.493 x 1.618 x 4.00	1.596		1.596	1.667	2.660
Jumlah				11.271		16.736
Pd	7/12 x γw x h^2 x E					
	0.583 x 1 x 4.000 x 0.201	0.470		0.470	3.102	1.458
Jumlah				11.741		18.194

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.134 Momen Tahan Akibat Tekanan Tanah Pasif dan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m panjang		γ (t/m³)	Gaya (ton)	Jarak (m)	Momen Tahan (ton.m)
Puh4(f-e)	0.5 x (3.008 + 3.699) x 0.500	1.677	1	1.677	1.288	-2.160
Puh5(j-i)	0.5 x (1.911 + 3.293) x 1.000	2.602	1	2.602	0.500	-1.301
Pw2	0.5 x γw x h^2					
	0.5 x 1.000 x 3.65	1.826		1.826	1.637	-2.989
Pp	0.5 x Kp x γsub x h^2					
	0.5 x 2.028 x 0.390 1.00	0.395		0.395	0.333	-0.132
Jumlah				6.500		-6.582

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Kontrol Stabilitas pelimpah kondisi muka air banjir:

$\sum V$ = (11,208 + 26,880) – 23,302 = 14,786 ton

$\sum H$ = 11,271 – 6,500 = 4,771 ton

$\sum Mt$ = - (92,865 + 42,672 + 6,582) = 142,119 ton

$\sum Mg$ = 75,249 + 16,736 = 91,985 ton

∑M = ∑Mt - ∑Mg = 50,134

Stabilitas terhadap guling

Sf = ∑Mt / ∑Mg > 1,5

= 142,119 / 91,985 > 1,5

= 1,545 > 1,5 (Aman)

Stabilitas terhadap geser

Sf = ∑V / ∑H > 1,5

= 14,786 / 4,771 > 1,5

= 3,099 > 1,5 (Aman)

Stabilitas terhadap daya dukung tanah

e = (∑M / ∑V) – (L/2) < L/6

= ABS(50,134/14,786)-(6,78/2) < 6,78/6

= 0,001 < 1,130

Maka,

σ max/min = (∑V) / L) x [(1 ± (6e)) / L] < σijin

= (14,786/6,78) x [(1±(6x0,001))/6,78] < 14,542

σ max = 2,182 < 14,542

σ min = 2,179 > 0

Kontrol stabilitas pelimpah kondisi muka air banjir dan gempa :

∑V = (11,208 + 26,880) – 23,302 = 14,786 ton

∑H = 11,741 – 6,500 = 5,241 ton

∑Mt = - (92,865 + 42,672 + 6,582) = 142,119 ton

∑Mg = 75,249 + 18,194 = 93,443 ton

∑M = ∑Mt - ∑Mg = 48,676

Stabilitas terhadap guling

Sf = ∑Mt / ∑Mg > 1,25

= 142,119 / 93,443 > 1,25

= 1,521 > 1,25 (Aman)

Stabilitas terhadap geser

Sf = ∑V / ∑H > 1,25

= 14,786 / 5,241 > 1,25

= 2,821 > 1,25 (Aman)

Stabilitas terhadap daya dukung tanah

e	= (∑M / ∑V) – (L/2)	<	L/6
	= ABS(48,676/14,786)-(6,78/2)	<	6,78/6
	= 0,098	<	1,130

Maka,

σ max/min	= (∑V) / L) x [(1 ± (6e)) / L]	<	σijin
	= (14,786/6,78) x [(1±(6x0,089))/6,78]	<	14,542
σ max	= 2,370	<	14,542
σ min	= 1,992	>	0

4.11.3 Rakapitulasi Analisa Stabilitas Pelimpah

Hasil analisa stabilitas tubuh pelimpah Embung Bantengan pada kondisi muka air normal dan muka air banjir di tampilkan pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.135 Tinjauan Stabilitas Terhadap Gaya Guling

No.	Tinjauan Stabilitas	Angka Keamanan terhadap Guling		Kontrol Stabilitas
		SF Guling	Angka Keamanan	
1	Kondisi muka air normal (penuh)	2.510	1.5	aman
	Kondisi muka air normal (penuh) dan gempa	2.440	1.25	aman
2	Kondisi muka air banjir	1.545	1.5	aman
	Kondisi muka air banjir dan gempa	1.521	1.25	aman

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.136 Tinjauan Stabilitas Terhadap Gaya Geser

No.	Tinjauan Stabilitas	Angka Keamanan terhadap Geser		Kontrol Stabilitas
		SF Geser	Angka Keamanan	
1	Kondisi muka air normal (penuh)	3.816	1.5	aman
	Kondisi muka air normal (penuh) dan gempa	3.510	1.25	aman
2	Kondisi muka air banjir	3.099	1.5	aman
	Kondisi muka air banjir dan gempa	2.821	1.25	aman

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel 4.137 Tinjauan Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

No.	Tinjauan Stabilitas	Tegangan Tanah (ton/m2)			Kontrol Daya dukung tanah
		σijin	σmax	σmin	
1	Kondisi muka air normal (penuh)	14.542	3.541	2.536	aman
	Kondisi muka air normal (penuh) dan gempa	14.542	3.704	2.372	aman
2	Kondisi muka air banjir	14.542	2.182	2.179	aman
	Kondisi muka air banjir dan gempa	14.542	2.370	1.992	aman

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

4.11 Sistem Pengambilan Air

Embung yang direncanakan pada studi ini adalah untuk memenuhi kebutuhan air baku *(Single Purpose)*. Penulis tidak merencanakan bagaimana sistem pengambilan air yang sudah tertampung pada embung tersebut. Sitem pengambilan airnya adalah pengambilan bebas. Oleha karena itu, dalam perencanaan bangunan embung tersebut tidak merencanakan bangunan pengambilan *(Intake)*.

Warga di desa Bantengan, Kecamatan Bandung, Kabupaten Tulungagung dapat memanfaatkan air embung melalui pompa-pompa yang dimiliki oleh individu maupun kelompok. Untuk tahap selanjutnya, pompa-pompa tersebut bisa disambungkan dengan bak penampung air maupun keran-keran air yang berada disekitar lokasi embung tersebut. Dengan adanya hal tersebut warga dapat memanfaatkan air untuk keperluan sehari-hari secara maksimal, selama embung masih beroperasi.

BAB V
KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Dari analisa yang telah dilakukan dalam perencanaan embung Bantengan, menghasilkan beberapa kesimpulan yaitu meliputi kapasitas tampungan, dimensi embung, stabilitas embung, dan stabilitas pelimpah. Seluruh hasil yang telah dianalisa dapat dilihat secara ringkas pada beberapa poin dibawah ini :

1. Volume tampungan efektif embung Bantengan adalah 25.447,73 m^3, sedangan volume tampungan mati embung Bantengan adalah 124,96 m^3. Jadi total volume tampungan embung Bantengan adalah 25.572 m^3.
2. Data teknis dimensi untuk perecanaan embung Bantengan adalah sebagai berikut :
   - Tinggi embung : 14,1 m
   - Elevasi puncak embung : +114,1
   - Elevasi dasar embung : +100
   - Lebar puncak embung : 5,7 m
   - Kemiringan hulu : 1:3
   - Kemiringan hilir : 1:2,5
   - Panjang embung : 83,25 m
   - Tinggi pelimpah : 2 m
   - Lebar pelimpah : 10 m
   - Elevasi puncak pelimpah : +112
   - Tipe mercu : OGEE I
   - Tipe kolam olak : USBR Type III
3. Hasil analisa stabilitas lereng menghasilkan nilai sebagai berikut :
   - Hulu saat kosong keadaan normal = 2,0 ≥ 1,5 (aman)
   - Hulu saat *NWL* keadaan normal = 2,1 ≥ 1,5 (aman)
   - Hulu saat *FWL* keadaan normal = 2,3 ≥ 1,5 (aman)
   - Hulu saat *Rapid Drawdown* keadaan normal = 1,6 ≥ 1,5 (aman)
   - Hulu saat kosong keadaan gempa = 1,3 ≥ 1,1 (aman)
   - Hulu saat *NWL* keadaan gempa = 1,3 ≥ 1,1 (aman)
   - Hulu saat *FWL* keadaan gempa = 1,3 ≥ 1,1 (aman)
   - Hulu saat *Rapid Drawdown* keadaan gempa = 1,1 ≥ 1,1 (aman)
   - Hilir saat kosong keadaan normal = 3,2 ≥ 1,5 (aman)
   - Hilir saat *NWL* keadaan normal = 3,2 ≥ 1,5 (aman)
   - Hilir saat FWL keadaan normal = 3,2 ≥ 1,5 (aman)
   - Hilir saat kosong keadaan gempa = 1,9 ≥ 1,1 (aman)
   - Hilir saat *NWL* keadaan gempa = 1,9 ≥ 1,1 (aman)
   - Hilir saat FWL keadaan gempa = 1,9 ≥ 1,1 (aman)

4. Hasil analisa stabilitas pelimpah terhadap gaya guling, gaya geser, dan tegangan tanah menghasilkan nilai sebagai berikut :
   a. Stabilitas terhadap guling
      - Kondisi penuh saat normal = 2,51 > 1,5 (aman)
      - Kondisi penuh saat gempa = 2,44 > 1,25 (aman)
      - Kondisi banjir saat normal = 1,55 > 1,5 (aman)
      - Kondisi banjir saat gempa = 1,52 > 1,25 (aman)

   b. Stabilitas terhadap geser
      - Kondisi penuh saat normal = 3,82 > 1,5 (aman)
      - Kondisi penuh saat gempa = 3,51 > 1,25 (aman)
      - Kondisi banjir saat normal = 3,10 > 1,5 (aman)
      - Kondisi banjir saat gempa = 2,82 > 1,25 (aman)

   c. Stabilitas terhadap tegangan tanah
      - Kondisi penuh saat normal σ maks = 3,541 < 14,542 (aman)
      - Kondisi penuh saat normal σ min = 2,536 > 0 (aman)
      - Kondisi penuh saat gempa σ maks = 3,704 < 14,542 (aman)
      - Kondisi penuh saat gempa σ min = 2,372 > 0 (aman)
      - Kondisi banjir saat normal σ maks = 2,182 < 14,542 (aman)
      - Kondisi banjir saat normal σ min = 2,179 > 0 (aman)
      - Kondisi banjir saat gempa σ maks = 2,370 < 17,452 (aman)
      - Kondisi banjir saat gempa σ min = 1,992 > 0 (aman)

5.2. Saran

1. Dari hasil analisa yang dilakukan, penyusun menyarankan agar dilakukan pengujian hidrolis pada pelimpah dengan suatu model test, agar hasilnya lebih sesuai dengan keadaan aslinya.
2. Berdasarakan pemilihan tipe tubuh embung Bantengan yang menggunakan bahan urugan tanah homogen, maka dari itu perlu dilakukan perlakuan khusus saat pemadatan tanah agar debit rembesan yang melewati tubuh embung lebih kecil.

DAFTAR PUSTAKA

Asdak, C. 2007. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.

Craig, R.F. 1989. *Mekanika Tanah.* Jakarta : Erlangga

Departemen Pekerjaan Umum. 1994. *Pedoman Kriteria desain Embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering di Indonesia*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.

Hadisusanto, N. 2010. *Aplikasi Hidrologi*. Yogyakarta : Mediautama

Harto, Sri.1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta : PT Gramedia Pustaka Umum.

L., Lily Montarcih. 2010. *Hidrologi Terapan*. Malang : CV. Citra Malang

Linsley, Ray K. dan Yoseph B. Franzini. 1985. *Teknik Sumber Daya Air*. Jilid 1. Jakarta : Erlangga

Muliakusumah, Sutarsih. 2000. *Proyeksi Penduduk.* Jakarta: Fakultas Ekonomi UI

Soedibyo, 1993. *Teknik Bendungan*. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya : Usaha Nasional.

Soewarno, 1995. *Hidrologi-Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data*. Bandung : Nova.

Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda, 1989. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda, 1987. *Hidrologi Untuk Pengairan*. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Triatmodjo, Bambang. 2010. *Hidrologi Terapan. Yogyakarta* : Beta Offset

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2006

Jumlah Periode Sukses : 88,889 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
													20223.996	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.102	88327.713	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	85864.345	106088.341	20223.996	112.000	100.448	0.010	85864.345	99.380	Sukses
2		II	10	0.086	74023.065	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	71559.697	91783.693	20223.996	112.000	100.448	0.010	71559.697	82.824	Sukses
3		III	11	0.076	72110.423	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	69400.718	89624.714	20223.996	112.000	100.448	0.010	69400.718	73.023	Sukses
4	Peb	I	10	0.032	27483.779	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	25018.994	45242.990	20223.996	112.000	100.448	0.010	25018.994	28.957	Sukses
5		II	10	0.022	19238.645	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	16773.860	36997.856	20223.996	112.000	100.448	0.010	16773.860	19.414	Sukses
6		III	9	0.029	22595.688	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	20377.382	40601.378	20223.996	112.000	100.448	0.010	20377.382	26.205	Sukses
7	Maret	I	10	0.082	70852.852	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	68388.463	88612.459	20223.996	112.000	100.448	0.010	68388.463	79.153	Sukses
8		II	10	0.064	55215.763	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	52751.374	72975.370	20223.996	112.000	100.448	0.010	52751.374	61.055	Sukses
9		III	11	0.019	17615.072	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	14904.245	35128.241	20223.996	112.000	100.448	0.010	14904.245	15.682	Sukses
10	April	I	10	0.014	12330.551	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	9867.022	30091.018	20223.996	112.000	100.448	0.010	9867.022	11.420	Sukses
11		II	10	0.152	131261.136	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	128797.608	149021.604	20223.996	112.000	100.448	0.010	128797.608	149.071	Sukses
12		III	10	0.083	71391.743	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	68928.215	89152.211	20223.996	112.000	100.448	0.010	68928.215	79.778	Sukses
13	Mei	I	10	0.096	83031.694	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	80568.118	100792.114	20223.996	112.000	100.448	0.010	80568.118	93.250	Sukses
14		II	10	0.030	26286.502	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	23822.926	44046.922	20223.996	112.000	100.448	0.010	23822.926	27.573	Sukses
15		III	11	0.019	18400.551	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	15690.618	35914.614	20223.996	112.000	100.448	0.010	15690.618	16.509	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
			Hari	m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.015	12880.386	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	10417.990	30641.986	20223.996	112.000	100.448	0.010	10417.990	12.058	Sukses
17		II	10	0.010	9016.270	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	6553.874	26777.870	20223.996	112.000	100.448	0.010	6553.874	7.586	Sukses
18		III	10	0.007	6311.389	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	3848.993	24072.989	20223.996	112.000	100.448	0.010	3848.993	4.455	Sukses
19	Juli	I	10	0.005	4417.972	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	1954.238	22178.234	20223.996	112.000	100.448	0.010	1954.238	2.262	Sukses
20		II	10	0.004	3092.581	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	628.846	20852.842	20223.996	112.000	100.448	0.010	628.846	0.728	Sukses
21		III	11	0.002	2164.806	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	-545.302	19678.694	19678.694	111.874	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
22	Aguts	I	10	0.002	1515.365	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	-949.329	18729.365	18729.365	111.654	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
23		II	10	0.001	1060.755	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.694	-1403.938	17325.427	17325.427	111.329	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.001	742.529	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	-1968.634	15356.793	15356.793	110.843	100.444	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.001	519.770	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1946.674	13410.119	13410.119	110.287	100.441	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.000	363.839	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.444	-2102.604	11307.515	11307.515	109.623	100.439	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.000	254.687	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2211.756	9095.759	9095.759	108.838	100.436	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	178.281	0.003	2458.089	9.051	9.090	2467.180	-2288.898	6806.860	6806.860	107.886	100.432	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.000	124.797	0.003	2458.089	9.051	9.090	2467.179	-2342.382	4464.478	4464.478	106.643	100.427	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.000	87.358	0.003	2703.898	9.051	9.999	2713.897	-2626.539	1837.939	1837.939	104.485	100.418	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.000	61.150	0.003	2458.089	8.160	8.194	0.000	61.150	1899.089	1899.089	104.558	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
32		II	10	0.000	42.805	0.003	2458.089	8.160	8.194	0.000	42.805	1941.895	1941.895	104.608	100.419	0.010	0.000	0.000	Gagal
33		III	10	0.000	29.964	0.003	2458.089	8.160	8.194	0.000	29.964	1971.858	1971.858	104.644	100.419	0.010	0.000	0.000	Gagal
34	Des	I	10	0.000	20.975	0.003	2458.089	5.932	5.957	0.000	20.975	1992.833	1992.833	104.669	100.419	0.010	0.000	0.000	Gagal
35		II	10	0.021	18064.059	0.003	2458.089	5.932	5.957	2464.046	15600.012	17592.846	17592.846	111.391	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
36		III	11	0.086	81557.468	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	78847.016	96439.861	20223.996	112.000	100.448	0.010	76215.865	80.193	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2007

Jumlah Periode Sukses : 91,667 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
													20223.996	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.016	14131.460	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	11668.091	31892.087	20223.996	112.000	100.448	0.010	11668.091	13.505	Sukses
2		II	10	0.042	36337.995	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	33874.627	54098.623	20223.996	112.000	100.448	0.010	33874.627	39.207	Sukses
3		III	11	0.100	95303.228	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	92593.522	112817.518	20223.996	112.000	100.448	0.010	92593.522	97.426	Sukses
4	Peb	I	10	0.073	63113.299	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	60648.514	80872.510	20223.996	112.000	100.448	0.010	60648.514	70.195	Sukses
5		II	10	0.068	59085.777	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	56620.992	76844.988	20223.996	112.000	100.448	0.010	56620.992	65.534	Sukses
6		III	9	0.124	96132.170	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	93913.863	114137.859	20223.996	112.000	100.448	0.010	93913.863	120.774	Sukses
7	Maret	I	10	0.028	24453.752	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	21989.363	42213.359	20223.996	112.000	100.448	0.010	21989.363	25.451	Sukses
8		II	10	0.068	58512.759	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	56048.371	76272.367	20223.996	112.000	100.448	0.010	56048.371	64.871	Sukses
9		III	11	0.131	124930.968	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	122220.141	142444.137	20223.996	112.000	100.448	0.010	122220.141	128.599	Sukses
10	April	I	10	0.043	37071.475	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	34607.947	54831.943	20223.996	112.000	100.448	0.010	34607.947	40.055	Sukses
11		II	10	0.029	25260.324	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	22796.796	43020.792	20223.996	112.000	100.448	0.010	22796.796	26.385	Sukses
12		III	10	0.029	24731.931	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	22268.403	42492.399	20223.996	112.000	100.448	0.010	22268.403	25.774	Sukses
13	Mei	I	10	0.014	12416.405	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	9952.829	30176.825	20223.996	112.000	100.448	0.010	9952.829	11.519	Sukses
14		II	10	0.010	8691.483	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	6227.908	26451.904	20223.996	112.000	100.448	0.010	6227.908	7.208	Sukses
15		III	11	0.006	6084.038	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	3374.105	23598.101	20223.996	112.000	100.448	0.010	3374.105	3.550	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
			Hari	m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.005	4258.827	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	1796.430	22020.426	20223.996	112.000	100.448	0.010	1796.430	2.079	Sukses
17		II	10	0.003	2981.179	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	518.782	20742.778	20223.996	112.000	100.448	0.010	518.782	0.600	Sukses
18		III	10	0.002	2086.825	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	-375.571	19848.425	19848.425	111.913	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
19	Juli	I	10	0.002	1460.778	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	-1002.957	18845.468	18845.468	111.681	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
20		II	10	0.001	1022.544	0.003	2458.089	5.620	5.645	2463.735	-1441.190	17404.278	17404.278	111.347	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
21		III	11	0.001	715.781	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	-1994.327	15409.951	15409.951	110.858	100.444	0.010	0.000	0.000	Sukses
22	Aguts	I	10	0.001	501.047	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-1963.647	13446.304	13446.304	110.297	100.441	0.010	0.000	0.000	Sukses
23		II	10	0.000	350.733	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-2113.960	11332.344	11332.344	109.631	100.439	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.000	245.513	0.003	2703.898	6.575	7.264	2711.162	-2465.649	8866.694	8866.694	108.745	100.435	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.000	171.859	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2294.584	6572.110	6572.110	107.769	100.431	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.000	120.301	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2346.141	4225.969	4225.969	106.493	100.426	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.000	84.211	0.003	2458.089	8.318	8.353	2466.442	-2382.231	1843.738	1843.738	104.492	100.418	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	58.948	0.003	2458.089	9.051	9.089	0.000	58.948	1902.685	1902.685	104.562	100.418	0.010	0.000	0.000	Gagal
29		II	10	0.000	41.263	0.003	2458.089	9.051	9.089	0.000	41.263	1943.949	1943.949	104.611	100.419	0.010	0.000	0.000	Gagal
30		III	11	0.000	28.884	0.003	2703.898	9.051	9.998	0.000	28.884	1972.833	1972.833	104.645	100.419	0.010	0.000	0.000	Gagal
31	Nov	I	10	0.295	254890.574	0.003	2458.089	8.160	8.194	2466.283	252424.291	254397.124	20223.996	112.000	100.448	0.010	234173.128	271.034	Sukses
32		II	10	0.046	39403.208	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	36936.923	57160.919	20223.996	112.000	100.448	0.010	36936.923	42.751	Sukses
33		III	10	0.032	27582.246	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	25115.960	45339.956	20223.996	112.000	100.448	0.010	25115.960	29.069	Sukses
34	Des	I	10	0.128	110680.622	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	108216.574	128440.570	20223.996	112.000	100.448	0.010	108216.574	125.251	Sukses
35		II	10	0.053	46058.415	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	43594.367	63818.363	20223.996	112.000	100.448	0.010	43594.367	50.456	Sukses
36		III	11	0.171	162545.111	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	159834.658	180058.654	20223.996	112.000	100.448	0.010	159834.658	168.176	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2008

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.109	93752.969	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	91289.600	111513.596	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	91289.600	105.659	Sukses
2		II	10	0.040	34794.009	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	32330.640	52554.636	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	32330.640	37.420	Sukses
3		III	11	0.026	24355.806	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	21646.101	41870.097	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	21646.101	22.776	Sukses
4	Peb	I	10	0.027	22994.987	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	20530.203	40754.199	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	20530.203	23.762	Sukses
5		II	10	0.121	104533.595	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	102068.810	122292.806	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	102068.810	118.135	Sukses
6		III	9	0.093	72132.146	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	69913.840	90137.836	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	69913.840	89.910	Sukses
7	Maret	I	10	0.039	34089.161	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	31624.773	51848.769	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	31624.773	36.603	Sukses
8		II	10	0.036	31334.648	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	28870.259	49094.255	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	28870.259	33.415	Sukses
9		III	11	0.107	101230.240	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	98519.412	118743.408	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	98519.412	103.661	Sukses
10	April	I	10	0.042	36596.884	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	34133.356	54357.352	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	34133.356	39.506	Sukses
11		II	10	0.024	20377.918	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	17914.390	38138.386	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	17914.390	20.734	Sukses
12		III	10	0.050	43143.431	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	40679.903	60903.899	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	40679.903	47.083	Sukses
13	Mei	I	10	0.092	79916.396	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	77452.821	97676.817	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	77452.821	89.644	Sukses
14		II	10	0.023	19923.715	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	17460.140	37684.136	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	17460.140	20.208	Sukses
15		III	11	0.015	13946.601	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	11236.668	31460.664	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	11236.668	11.823	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.011	9762.621	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	7300.224	27524.220	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7300.224	8.449	Sukses
17		II	10	0.008	6833.834	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	4371.438	24595.434	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4371.438	5.060	Sukses
18		III	10	0.006	4783.684	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	2321.288	22545.284	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2321.288	2.687	Sukses
19	Juli	I	10	0.004	3348.579	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	884.844	21108.840	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	884.844	1.024	Sukses
20		II	10	0.003	2344.005	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	-119.729	20104.267	20104.267	20229.223	111.972	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
21		III	11	0.002	1640.804	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	-1069.304	19034.962	19034.962	19159.918	111.725	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
22	Aguts	I	10	0.001	1148.563	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.694	-1316.131	17718.831	17718.831	17843.787	111.420	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
23		II	10	0.001	803.994	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-1660.700	16058.132	16058.132	16183.088	111.035	100.444	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.001	562.796	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	-2148.367	13909.765	13909.765	14034.721	110.429	100.442	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.000	393.957	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.444	-2072.487	11837.278	11837.278	11962.234	109.804	100.439	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.000	275.770	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2190.673	9646.604	9646.604	9771.560	109.052	100.436	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.000	193.039	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2273.404	7373.200	7373.200	7498.156	108.137	100.433	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.007	5620.223	0.003	2458.089	9.051	9.090	2467.179	3153.044	10526.244	10526.244	10651.200	109.354	100.438	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.001	942.286	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	-1524.894	9001.350	9001.350	9126.306	108.800	100.435	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.012	11132.581	0.003	2703.898	9.051	10.000	2713.897	8418.684	17420.034	17420.034	17544.990	111.351	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.011	9128.955	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	6662.669	24082.704	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	3858.708	4.466	Sukses
32		II	10	0.133	115169.439	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	112703.154	132927.150	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	112703.154	130.443	Sukses
33		III	10	0.022	19187.385	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	16721.100	36945.096	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	16721.100	19.353	Sukses
34	Des	I	10	0.016	13431.170	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	10967.122	31191.118	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	10967.122	12.693	Sukses
35		II	10	0.019	16648.420	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	14184.372	34408.368	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	14184.372	16.417	Sukses
36		III	11	0.008	7701.202	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	4990.750	25214.746	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4990.750	5.251	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2009

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
			Hari	m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.009	7924.901	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	5461.533	25685.529	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	5461.533	6.321	Sukses
2		II	10	0.039	33398.893	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	30935.525	51159.521	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	30935.525	35.805	Sukses
3		III	11	0.108	102175.902	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	99466.196	119690.192	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	99466.196	104.657	Sukses
4	Peb	I	10	0.114	98655.755	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	96190.970	116414.966	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	96190.970	111.332	Sukses
5		II	10	0.101	87655.624	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	85190.839	105414.835	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	85190.839	98.601	Sukses
6		III	9	0.137	106800.898	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	104582.591	124806.587	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	104582.591	134.494	Sukses
7	Maret	I	10	0.035	29817.635	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	27353.247	47577.243	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	27353.247	31.659	Sukses
8		II	10	0.024	20872.345	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	18407.956	38631.952	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	18407.956	21.306	Sukses
9		III	11	0.015	14610.641	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	11899.814	32123.810	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	11899.814	12.521	Sukses
10	April	I	10	0.052	44597.545	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	42134.017	62358.013	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	42134.017	48.766	Sukses
11		II	10	0.079	67828.128	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	65364.600	85588.596	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	65364.600	75.653	Sukses
12		III	10	0.052	44973.158	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	42509.630	62733.626	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	42509.630	49.201	Sukses
13	Mei	I	10	0.021	17829.642	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	15366.067	35590.063	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	15366.067	17.785	Sukses
14		II	10	0.040	34524.356	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	32060.781	52284.777	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	32060.781	37.107	Sukses
15		III	11	0.086	81857.256	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	79147.323	99371.319	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	79147.323	83.278	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.055	47531.414	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	45069.017	65293.013	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	45069.017	52.163	Sukses
17		II	10	0.021	17730.547	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	15268.151	35492.147	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	15268.151	17.671	Sukses
18		III	10	0.014	12411.383	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	9948.987	30172.983	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	9948.987	11.515	Sukses
19	Juli	I	10	0.010	8687.968	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	6224.234	26448.230	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	6224.234	7.204	Sukses
20		II	10	0.007	6081.578	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	3617.843	23841.839	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	3617.843	4.187	Sukses
21		III	11	0.008	7211.514	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	4501.405	24725.401	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4501.405	4.736	Sukses
22	Aguts	I	10	0.004	3436.564	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	971.870	21195.866	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	971.870	1.125	Sukses
23		II	10	0.089	76759.606	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	74294.913	94518.909	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	74294.913	85.989	Sukses
24		III	11	0.002	1683.916	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	-1027.247	19196.749	19196.749	19321.705	111.762	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.001	1178.741	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1287.703	17909.046	17909.046	18034.002	111.464	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.001	825.119	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1641.325	16267.722	16267.722	16392.678	111.084	100.444	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.001	577.583	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1888.861	14378.861	14378.861	14503.817	110.563	100.442	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	404.308	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	-2062.872	12315.989	12315.989	12440.945	109.969	100.440	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.045	39062.439	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	36595.259	48911.248	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	28687.252	33.203	Sukses
30		III	11	0.007	6191.295	0.003	2703.898	9.051	10.001	2713.899	3477.396	23701.392	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	3477.396	3.659	Sukses
31	Nov	I	10	0.005	4333.906	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	1867.621	22091.617	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1867.621	2.162	Sukses
32		II	10	0.012	10457.805	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	7991.520	28215.516	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7991.520	9.249	Sukses
33		III	10	0.019	16791.817	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	14325.532	34549.528	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	14325.532	16.580	Sukses
34	Des	I	10	0.031	26546.520	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	24082.472	44306.468	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	24082.472	27.873	Sukses
35		II	10	0.008	6491.334	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	4027.286	24251.282	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4027.286	4.661	Sukses
36		III	11	0.027	25995.941	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	23285.489	43509.485	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	23285.489	24.501	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2010

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.008	6496.064	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	4032.695	24256.691	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4032.695	4.667	Sukses
2		II	10	0.005	4547.245	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	2083.876	22307.872	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2083.876	2.412	Sukses
3		III	11	0.032	29986.674	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	27276.968	47500.964	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	27276.968	28.701	Sukses
4	Peb	I	10	0.142	122800.695	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	120335.910	140559.906	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	120335.910	139.278	Sukses
5		II	10	0.130	111955.620	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	109490.835	129714.831	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	109490.835	126.726	Sukses
6		III	9	0.043	33243.063	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	31024.756	51248.752	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	31024.756	39.898	Sukses
7	Maret	I	10	0.045	39044.232	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	36579.844	56803.840	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	36579.844	42.338	Sukses
8		II	10	0.130	112020.668	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	109556.279	129780.275	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	109556.279	126.801	Sukses
9		III	11	0.056	52893.331	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	50182.503	70406.499	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	50182.503	52.801	Sukses
10	April	I	10	0.064	54960.707	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	52497.179	72721.175	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	52497.179	60.761	Sukses
11		II	10	0.039	33653.425	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	31189.897	51413.893	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	31189.897	36.099	Sukses
12		III	10	0.092	79539.807	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	77076.279	97300.275	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	77076.279	89.209	Sukses
13	Mei	I	10	0.283	244849.086	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	242385.511	262609.507	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	242385.511	280.539	Sukses
14		II	10	0.106	91814.097	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	89350.522	109574.518	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	89350.522	103.415	Sukses
15		III	11	0.293	278232.489	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	275522.556	295746.552	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	275522.556	289.902	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.119	102696.059	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	100233.663	120457.659	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	100233.663	116.011	Sukses
17		II	10	0.070	60553.294	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	58090.897	78314.893	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	58090.897	67.235	Sukses
18		III	10	0.043	37491.728	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	35029.332	55253.328	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	35029.332	40.543	Sukses
19	Juli	I	10	0.030	26244.210	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	23780.475	44004.471	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	23780.475	27.524	Sukses
20		II	10	0.021	18370.947	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	15907.212	36131.208	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	15907.212	18.411	Sukses
21		III	11	0.014	12859.663	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	10149.555	30373.551	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	10149.555	10.679	Sukses
22	Aguts	I	10	0.010	9001.764	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	6537.070	26761.066	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	6537.070	7.566	Sukses
23		II	10	0.008	6645.120	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	4180.426	24404.422	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4180.426	4.838	Sukses
24		III	11	0.005	4464.010	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	1752.847	21976.843	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1752.847	1.844	Sukses
25	Sept	I	10	0.037	31964.435	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	29497.991	49721.987	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	29497.991	34.141	Sukses
26		II	10	0.057	49168.249	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	46701.805	66925.801	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	46701.805	54.053	Sukses
27		III	10	0.061	52941.834	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	50475.390	70699.386	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	50475.390	58.421	Sukses
28	Okt	I	10	0.017	14303.527	0.003	2458.089	9.051	9.092	2467.181	11836.346	32060.342	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	11836.346	13.699	Sukses
29		II	10	0.012	10012.469	0.003	2458.089	9.051	9.092	2467.181	7545.288	27769.284	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7545.288	8.733	Sukses
30		III	11	0.016	15147.374	0.003	2703.898	9.051	10.001	2713.899	12433.476	32657.472	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	12433.476	13.082	Sukses
31	Nov	I	10	0.154	133010.704	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	130544.419	150768.415	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	130544.419	151.093	Sukses
32		II	10	0.028	23918.327	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	21452.042	41676.038	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	21452.042	24.829	Sukses
33		III	10	0.020	17100.736	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	14634.451	34858.447	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	14634.451	16.938	Sukses
34	Des	I	10	0.049	42520.221	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	40056.173	60280.169	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	40056.173	46.361	Sukses
35		II	10	0.066	56736.468	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	54272.420	74496.416	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	54272.420	62.815	Sukses
36		III	11	0.138	130978.860	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	128268.407	148492.403	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	128268.407	134.963	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2011

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
			Hari	m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.269	232669.501	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	230206.132	250430.128	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	230206.132	266.442	Sukses
2		II	10	0.070	60281.934	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	57818.565	78042.561	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	57818.565	66.920	Sukses
3		III	11	0.104	99189.382	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	96479.677	116703.673	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	96479.677	101.515	Sukses
4	Peb	I	10	0.116	100154.262	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	97689.477	117913.473	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	97689.477	113.067	Sukses
5		II	10	0.041	35004.393	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	32539.608	52763.604	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	32539.608	37.662	Sukses
6		III	9	0.063	48955.513	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	46737.206	66961.202	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	46737.206	60.104	Sukses
7	Maret	I	10	0.023	20090.516	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	17626.127	37850.123	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	17626.127	20.401	Sukses
8		II	10	0.016	14063.361	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	11598.972	31822.968	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	11598.972	13.425	Sukses
9		III	11	0.010	9844.353	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	7133.525	27357.521	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7133.525	7.506	Sukses
10	April	I	10	0.008	6891.047	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	4427.519	24651.515	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4427.519	5.124	Sukses
11		II	10	0.006	4823.733	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	2360.205	22584.201	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2360.205	2.732	Sukses
12		III	10	0.004	3376.613	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	913.085	21137.081	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	913.085	1.057	Sukses
13	Mei	I	10	0.149	128929.335	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	126465.760	146689.756	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	126465.760	146.372	Sukses
14		II	10	0.025	21214.695	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	18751.120	38975.116	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	18751.120	21.703	Sukses
15		III	11	0.016	14850.286	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	12140.354	32364.350	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	12140.354	12.774	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.012	10395.200	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	7932.804	28156.800	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7932.804	9.181	Sukses
17		II	10	0.008	7276.640	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	4814.244	25038.240	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4814.244	5.572	Sukses
18		III	10	0.006	5093.648	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	2631.252	22855.248	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2631.252	3.045	Sukses
19	Juli	I	10	0.004	3565.554	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	1101.819	21325.815	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1101.819	1.275	Sukses
20		II	10	0.003	2495.888	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	32.153	20256.149	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	32.153	0.037	Sukses
21		III	11	0.002	1747.121	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	-962.987	19261.009	19261.009	19385.965	111.777	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
22	Aguts	I	10	0.001	1222.985	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.694	-1241.709	18019.301	18019.301	18144.257	111.489	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
23		II	10	0.001	856.089	0.003	2458.089	6.575	6.604	2464.693	-1608.604	16410.697	16410.697	16535.653	111.117	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.001	599.263	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	-2111.900	14298.797	14298.797	14423.753	110.541	100.442	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.000	419.484	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-2046.960	12251.837	12251.837	12376.793	109.947	100.440	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.000	293.639	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2172.805	10079.032	10079.032	10203.988	109.201	100.437	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.000	205.547	0.003	2458.089	8.318	8.354	2466.443	-2260.896	7818.136	7818.136	7943.092	108.318	100.433	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	143.883	0.003	2458.089	9.051	9.090	2467.179	-2323.296	5494.840	5494.840	5619.796	107.232	100.429	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.000	100.718	0.003	2458.089	9.051	9.090	2467.179	-2366.461	3128.379	3128.379	3253.335	105.729	100.423	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.000	70.503	0.003	2703.898	9.051	9.998	2713.896	-2643.394	484.985	484.985	609.941	102.325	100.409	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.009	8067.423	0.003	2458.089	8.160	8.193	2466.282	5601.140	6086.126	6086.126	6211.082	107.527	100.430	0.010	0.000	0.000	Sukses
32		II	10	0.001	1273.703	0.003	2458.089	8.160	8.195	2466.284	-1192.581	4893.544	4893.544	5018.500	106.914	100.428	0.010	0.000	0.000	Sukses
33		III	10	0.001	891.592	0.003	2458.089	8.160	8.195	2466.284	-1574.692	3318.852	3318.852	3443.808	105.892	100.424	0.010	0.000	0.000	Sukses
34	Des	I	10	0.001	624.114	0.003	2458.089	5.932	5.958	2464.047	-1839.932	1478.920	1478.920	1603.876	104.059	100.416	0.010	0.000	0.000	Sukses
35		II	10	0.167	144565.154	0.003	2458.089	5.932	5.957	2464.046	142101.108	143580.028	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	123356.032	142.773	Sukses
36		III	11	0.061	58106.940	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	55396.487	75620.483	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	55396.487	58.288	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2012

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.040	34492.305	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	32028.937	52252.933	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	32028.937	37.071	Sukses
2		II	10	0.027	23136.179	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	20672.811	40896.807	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	20672.811	23.927	Sukses
3		III	11	0.039	36615.923	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	33906.217	54130.213	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	33906.217	35.676	Sukses
4	Peb	I	10	0.019	16022.980	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	13558.195	33782.191	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	13558.195	15.692	Sukses
5		II	10	0.120	103631.197	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	101166.412	121390.408	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	101166.412	117.091	Sukses
6		III	9	0.031	23771.731	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	21553.425	41777.421	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	21553.425	27.718	Sukses
7	Maret	I	10	0.018	15773.892	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	13309.503	33533.499	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	13309.503	15.405	Sukses
8		II	10	0.024	20429.168	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	17964.780	38188.776	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	17964.780	20.793	Sukses
9		III	11	0.009	8887.652	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	6176.825	26400.821	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	6176.825	6.499	Sukses
10	April	I	10	0.007	6221.357	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	3757.829	23981.825	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	3757.829	4.349	Sukses
11		II	10	0.005	4354.950	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	1891.422	22115.418	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1891.422	2.189	Sukses
12		III	10	0.004	3048.465	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	584.937	20808.933	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	584.937	0.677	Sukses
13	Mei	I	10	0.002	2133.925	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	-329.650	19894.346	19894.346	20019.302	111.924	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
14		II	10	0.072	62290.025	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	59826.450	79720.796	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	59496.800	68.862	Sukses
15		III	11	0.115	109688.431	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	106978.498	127202.494	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	106978.498	112.562	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
			Hari	m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.026	22647.164	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	20184.768	40408.764	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	20184.768	23.362	Sukses
17		II	10	0.018	15853.015	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	13390.618	33614.614	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	13390.618	15.498	Sukses
18		III	10	0.013	11097.110	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	8634.714	28858.710	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	8634.714	9.994	Sukses
19	Juli	I	10	0.009	7767.977	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	5304.243	25528.239	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	5304.243	6.139	Sukses
20		II	10	0.006	5437.584	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	2973.849	23197.845	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2973.849	3.442	Sukses
21		III	11	0.004	3806.309	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	1096.201	21320.197	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1096.201	1.153	Sukses
22	Aguts	I	10	0.003	2664.416	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	199.723	20423.719	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	199.723	0.231	Sukses
23		II	10	0.002	1865.091	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	-599.602	19624.394	19624.394	19749.350	111.861	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
24		III	11	0.001	1305.564	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	-1405.599	18218.795	18218.795	18343.751	111.536	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
25	Sept	I	10	0.001	913.895	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1552.549	16666.246	16666.246	16791.202	111.176	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
26		II	10	0.001	639.726	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-1826.717	14839.528	14839.528	14964.484	110.695	100.443	0.010	0.000	0.000	Sukses
27		III	10	0.001	447.808	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	-2018.635	12820.893	12820.893	12945.849	110.118	100.441	0.010	0.000	0.000	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	313.466	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	-2153.714	10667.179	10667.179	10792.135	109.403	100.438	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.000	219.426	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	-2247.754	8419.425	8419.425	8544.381	108.563	100.434	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.000	153.598	0.003	2703.898	9.051	9.999	2713.897	-2560.299	5859.126	5859.126	5984.082	107.413	100.430	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.000	107.519	0.003	2458.089	8.160	8.195	2466.284	-2358.765	3500.361	3500.361	3625.317	106.034	100.424	0.010	0.000	0.000	Sukses
32		II	10	0.000	75.263	0.003	2458.089	8.160	8.194	2466.284	-2391.020	1109.341	1109.341	1234.297	103.487	100.414	0.010	0.000	0.000	Sukses
33		III	10	0.055	47398.428	0.003	2458.089	8.160	8.194	2466.283	44932.145	46041.485	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	25817.489	29.881	Sukses
34	Des	I	10	0.450	388820.549	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	386356.501	406580.497	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	386356.501	447.172	Sukses
35		II	10	0.074	64101.693	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	61637.645	81861.641	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	61637.645	71.340	Sukses
36		III	11	0.107	101550.446	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	98839.993	119063.989	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	98839.993	103.998	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2013

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.342	295770.966	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	293307.598	313531.594	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	293307.598	339.476	Sukses
2		II	10	0.217	187523.611	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	185060.243	205284.239	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	185060.243	214.190	Sukses
3		III	11	0.128	121904.390	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	119194.685	139418.681	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	119194.685	125.415	Sukses
4	Peb	I	10	0.063	54766.075	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	52301.290	72525.286	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	52301.290	60.534	Sukses
5		II	10	0.105	91010.258	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	88545.473	108769.469	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	88545.473	102.483	Sukses
6		III	9	0.064	50089.922	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	47871.615	68095.611	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	47871.615	61.563	Sukses
7	Maret	I	10	0.131	112930.601	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	110466.212	130690.208	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	110466.212	127.854	Sukses
8		II	10	0.037	31612.260	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	29147.871	49371.867	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	29147.871	33.736	Sukses
9		III	11	0.023	22128.582	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	19417.754	39641.750	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	19417.754	20.431	Sukses
10	April	I	10	0.081	70056.103	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	67592.575	87816.571	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	67592.575	78.232	Sukses
11		II	10	0.030	25826.581	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	23363.053	43587.049	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	23363.053	27.041	Sukses
12		III	10	0.017	14505.534	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	12042.006	32266.002	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	12042.006	13.938	Sukses
13	Mei	I	10	0.012	10153.874	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	7690.298	27914.294	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	7690.298	8.901	Sukses
14		II	10	0.032	27566.846	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	25103.271	45327.267	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	25103.271	29.055	Sukses
15		III	11	0.111	105952.083	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	103242.150	123466.146	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	103242.150	108.630	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.081	69755.307	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	67292.911	87516.907	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	67292.911	77.885	Sukses
17		II	10	0.048	41713.577	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	39251.180	59475.176	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	39251.180	45.430	Sukses
18		III	10	0.219	189485.245	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	187022.849	207246.845	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	187022.849	216.462	Sukses
19	Juli	I	10	0.084	72394.459	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	69930.724	90154.720	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	69930.724	80.938	Sukses
20		II	10	0.038	32671.191	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	30207.456	50431.452	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	30207.456	34.962	Sukses
21		III	11	0.024	22869.834	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	20159.726	40383.722	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	20159.726	21.212	Sukses
22	Aguts	I	10	0.019	16008.884	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	13544.190	33768.186	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	13544.190	15.676	Sukses
23		II	10	0.013	11206.218	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	8741.525	28965.521	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	8741.525	10.118	Sukses
24		III	11	0.008	7844.353	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	5133.190	25357.186	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	5133.190	5.401	Sukses
25	Sept	I	10	0.006	5491.047	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	3024.603	23248.599	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	3024.603	3.501	Sukses
26		II	10	0.004	3843.733	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	1377.289	21601.285	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1377.289	1.594	Sukses
27		III	10	0.003	2690.613	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	224.169	20448.165	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	224.169	0.259	Sukses
28	Okt	I	10	0.002	1883.429	0.003	2458.089	9.051	9.092	2467.181	-583.752	19640.244	19640.244	19765.200	111.865	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.002	1318.400	0.003	2458.089	9.051	9.092	2467.181	-1148.780	18491.464	18491.464	18616.420	111.599	100.447	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.001	922.880	0.003	2703.898	9.051	10.001	2713.899	-1791.018	16700.446	16700.446	16825.402	111.184	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.001	646.016	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	-1820.269	14880.177	14880.177	15005.133	110.707	100.443	0.010	0.000	0.000	Sukses
32		II	10	0.020	17503.955	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	15037.670	29917.847	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	9693.851	11.220	Sukses
33		III	10	0.003	2951.817	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	485.532	20709.528	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	485.532	0.562	Sukses
34	Des	I	10	0.002	2066.272	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	-397.776	19826.220	19826.220	19951.176	111.908	100.448	0.010	0.000	0.000	Sukses
35		II	10	0.179	154967.889	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	152503.841	172330.061	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	152106.065	176.049	Sukses
36		III	11	0.125	118708.771	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	115998.318	136222.314	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	115998.318	122.052	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Simulasi Embung Bantengan Tahun 2014

Jumlah Periode Sukses : 100 %

Kapasitas Tampungan Efektif : 20223,996 m^3

Kapasitas Tampungan Total : 20348,952 m^3

Kapasitas Tampungan Mati : 124,956 m^3

Kebutuhan Air Baku : 0,003 m^3/dt

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
													20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010			
1	Jan	I	10	0.037	31839.641	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	29376.273	49600.269	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	29376.273	34.000	Sukses
2		II	10	0.158	136402.660	0.003	2458.089	5.256	5.279	2463.368	133939.291	154163.287	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	133939.291	155.022	Sukses
3		III	11	0.150	142328.504	0.003	2703.898	5.256	5.807	2709.705	139618.799	159842.795	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	139618.799	146.905	Sukses
4	Peb	I	10	0.046	40125.695	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	37660.910	57884.906	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	37660.910	43.589	Sukses
5		II	10	0.033	28087.987	0.003	2458.089	6.666	6.696	2464.785	25623.202	45847.198	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	25623.202	29.656	Sukses
6		III	9	0.064	49567.568	0.003	2212.280	6.666	6.026	2218.306	47349.262	67573.258	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	47349.262	60.892	Sukses
7	Maret	I	10	0.020	17533.786	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	15069.397	35293.393	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	15069.397	17.441	Sukses
8		II	10	0.100	86036.648	0.003	2458.089	6.272	6.300	2464.389	83572.259	103796.255	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	83572.259	96.727	Sukses
9		III	11	0.104	99015.512	0.003	2703.898	6.272	6.930	2710.828	96304.684	116528.680	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	96304.684	101.331	Sukses
10	April	I	10	0.030	26206.738	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	23743.210	43967.206	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	23743.210	27.481	Sukses
11		II	10	0.027	23756.619	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	21293.091	41517.087	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	21293.091	24.645	Sukses
12		III	10	0.026	22059.589	0.003	2458.089	5.415	5.439	2463.528	19596.061	39820.057	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	19596.061	22.681	Sukses
13	Mei	I	10	0.013	10869.766	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	8406.190	28630.186	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	8406.190	9.729	Sukses
14		II	10	0.021	17969.971	0.003	2458.089	5.462	5.486	2463.575	15506.395	35730.391	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	15506.395	17.947	Sukses
15		III	11	0.007	6927.451	0.003	2703.898	5.462	6.035	2709.933	4217.519	24441.515	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	4217.519	4.438	Sukses

Repository Universitas Brawijaya

No.	Bulan	Periode	Jumlah Hari	Inflow		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi		Total Outflow	Defisit (I - O)	S_{i+1}	S akhir prd	S Total prd	Elevasi	Luas Genangan		Spillout		Keterangan
				m^3/dt	m^3	m^3/dt	m^3	(mm/hari)	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m	m^2	ha	m^3	lt/dt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
16	Juni	I	10	0.006	4849.216	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	2386.820	22610.816	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2386.820	2.763	Sukses
17		II	10	0.013	11606.515	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	9144.119	29368.115	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	9144.119	10.583	Sukses
18		III	10	0.067	58189.317	0.003	2458.089	4.288	4.307	2462.396	55726.920	75950.916	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	55726.920	64.499	Sukses
19	Juli	I	10	0.130	111927.344	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	109463.609	129687.605	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	109463.609	126.694	Sukses
20		II	10	0.075	64833.745	0.003	2458.089	5.620	5.646	2463.735	62370.010	82594.006	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	62370.010	72.188	Sukses
21		III	11	0.024	22722.096	0.003	2703.898	5.620	6.210	2710.108	20011.988	40235.984	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	20011.988	21.056	Sukses
22	Aguts	I	10	0.018	15905.467	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	13440.774	33664.770	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	13440.774	15.556	Sukses
23		II	10	0.013	11133.827	0.003	2458.089	6.575	6.605	2464.694	8669.134	28893.130	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	8669.134	10.034	Sukses
24		III	11	0.008	7793.679	0.003	2703.898	6.575	7.265	2711.163	5082.516	25306.512	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	5082.516	5.348	Sukses
25	Sept	I	10	0.006	5455.575	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	2989.131	23213.127	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	2989.131	3.460	Sukses
26		II	10	0.004	3818.903	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	1352.459	21576.455	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	1352.459	1.565	Sukses
27		III	10	0.003	2673.232	0.003	2458.089	8.318	8.355	2466.444	206.788	20430.784	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	206.788	0.239	Sukses
28	Okt	I	10	0.000	0.000	0.003	2458.089	9.051	9.092	2467.181	-2467.181	17756.815	17756.815	17881.771	111.429	100.446	0.010	0.000	0.000	Sukses
29		II	10	0.002	1309.884	0.003	2458.089	9.051	9.091	2467.180	-1157.297	16599.518	16599.518	16724.474	111.161	100.445	0.010	0.000	0.000	Sukses
30		III	11	0.001	916.919	0.003	2703.898	9.051	10.000	2713.898	-1796.980	14802.539	14802.539	14927.495	110.685	100.443	0.010	0.000	0.000	Sukses
31	Nov	I	10	0.001	641.843	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	-1824.442	12978.097	12978.097	13103.053	110.163	100.441	0.010	0.000	0.000	Sukses
32		II	10	0.039	33477.197	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	31010.912	43989.009	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	23765.013	27.506	Sukses
33		III	10	0.084	72304.723	0.003	2458.089	8.160	8.196	2466.285	69838.438	90062.434	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	69838.438	80.832	Sukses
34	Des	I	10	0.036	31474.685	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	29010.637	49234.633	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	29010.637	33.577	Sukses
35		II	10	0.141	121653.862	0.003	2458.089	5.932	5.959	2464.048	119189.814	139413.810	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	119189.814	137.951	Sukses
36		III	11	0.056	53412.796	0.003	2703.898	5.932	6.555	2710.453	50702.343	70926.339	20223.996	20348.952	112.000	100.448	0.010	50702.343	53.348	Sukses

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Repository Universitas Brawijaya

Tabel Rekapitulasi Kesuksesan Tiap Tahun pada Simulasi Embung Bantengan dari Tahun 2005-2014

Tahun	Periode Sukses Per Tahun (%)
2005	88.89
2006	88.89
2007	91.67
2008	100.00
2009	100.00
2010	100.00
2011	100.00
2012	100.00
2013	100.00
2014	100.00

Sumber : Hasil Perhitungan, 2016

Tabel Rekapitulasi Kesuksesan Sapanjangan 10 Tahun pada Simulasi Embung Bantengan dari Tahun 2005-2014

Tahun	Kegagalan	Total Periode	Periode Sukses Sepanjang Simulasi (%)
2005	4	36	
2006	4	36	
2007	3	36	
2008	0	36	
2009	0	36	
2010	0	36	96.944
2011	0	36	
2012	0	36	
2013	0	36	
2014	0	36	
Total	11	360	

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2006

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		83.5	70.0	80.0	49.5	27.0	44.5	96.0	79.5	18.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		7	3	7	7	1	5	4	6	4
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.23	0.31	0.23	0.23	0.34	0.27	0.28	0.25	0.29
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		12.09	16.29	13.30	15.33	22.66	14.40	17.56	15.68	20.01
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		40.47	36.26	44.52	51.33	44.00	38.93	45.16	47.04	48.98
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		43.03	33.74	35.48	-1.83	-17.00	5.57	50.84	32.46	-30.98
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	-1.83	-17.00	0.00	0.00	0.00	-30.98
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	138.17	121.18	140.00	140.00	140.00	109.02
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		43.03	33.74	35.48	0.00	0.00	5.57	50.84	32.46	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		17.21	13.49	14.19	0.00	0.00	2.23	20.34	12.99	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		14.63	11.47	12.06	0.00	0.00	1.89	17.29	11.04	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		48.23	44.00	38.83	35.63	24.94	17.46	13.55	21.58	22.83
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	68.90	62.86	55.47	50.90	35.63	24.94	19.35	30.83	32.62	22.83
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-6.04	-7.39	-4.58	-15.27	-10.69	-5.59	11.48	1.79	-9.79
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		23.25	20.88	18.77	15.27	10.69	7.82	8.86	11.20	9.79
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		25.82	20.24	21.29	0.00	0.00	3.34	30.51	19.48	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		49.07	41.12	40.06	15.27	10.69	11.16	39.36	30.68	9.79
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.1022	0.0857	0.0759	0.0318	0.0223	0.0291	0.0820	0.0639	0.0185
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		102.23	85.67	75.87	31.81	22.27	29.06	82.01	63.91	18.53
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.088	0.074	0.072	0.027	0.019	0.020	0.071	0.055	0.018

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2006

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
34.5	146.0	77.5	89.0	18.0	23.0	0.0	0.0	0.0
5	8	4	5	2	4	0	0	0
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.27	0.21	0.29	0.27	0.33	0.29	0.36	0.36	0.36
14.62	11.37	15.70	14.75	18.02	17.42	15.44	15.44	15.44
39.53	42.78	38.44	39.87	36.59	42.66	27.44	27.44	27.44
-5.03	103.22	39.06	49.13	-18.59	-19.66	-27.44	-27.44	-27.44
-5.03	0.00	0.00	0.00	-18.59	-19.66	-27.44	-27.44	-27.44
103.99	140.00	140.00	140.00	121.41	101.75	74.31	46.86	19.42
0.00	103.22	39.06	49.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	41.29	15.62	19.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	35.10	13.28	16.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.98	11.19	32.40	31.97	34.08	23.85	16.70	11.69	8.18
15.98	46.28	45.68	48.68	34.08	23.85	16.70	11.69	8.18
-6.85	30.30	-0.61	3.00	-14.60	-10.22	-7.16	-5.01	-3.51
6.85	10.99	16.23	16.65	14.60	10.22	7.16	5.01	3.51
0.00	61.93	23.43	29.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.85	72.92	39.66	46.13	14.60	10.22	7.16	5.01	3.51
0.0143	0.1519	0.0826	0.0961	0.0304	0.0194	0.0149	0.0104	0.0073
14.27	151.92	82.63	96.10	30.42	19.36	14.91	10.44	7.30
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.012	0.131	0.071	0.083	0.026	0.018	0.013	0.009	0.006

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2006

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	15.5	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	15.5	3.0	0.0	0.0	0.0	6.0	0.0	58.5	118.5
0	3	0	0	1	0	0	0	0	1	2	0	0	0	1	0	5	8
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.31	0.36	0.36	0.34	0.36	0.36	0.36	0.36	0.34	0.33	0.36	0.36	0.36	0.35	0.36	0.27	0.20
20.23	17.42	22.26	23.67	22.36	26.04	29.94	29.94	29.94	30.77	29.87	35.84	29.38	29.38	28.56	21.36	16.02	13.05
35.97	38.78	39.57	42.08	43.40	46.29	53.23	53.23	53.23	59.74	60.64	63.72	52.22	52.22	53.04	37.97	43.31	52.21
-35.97	-23.28	-39.57	-42.08	-38.90	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	-44.24	-57.64	-63.72	-52.22	-52.22	-47.04	-37.97	15.19	66.29
-35.97	-23.28	-39.57	-42.08	-38.90	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	-44.24	-57.64	-63.72	-52.22	-52.22	-47.04	-37.97	0.00	0.00
-16.55	-39.83	-79.40	-121.48	-160.37	-206.66	-259.90	-313.13	-366.36	-410.60	-468.24	-531.96	-584.19	-636.41	-683.45	-721.41	140.00	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.19	66.29
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.08	26.52
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.17	22.54
5.73	4.01	2.81	1.96	1.38	0.96	0.67	0.47	0.33	0.23	0.16	0.11	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	3.63
5.73	4.01	2.81	1.96	1.38	0.96	0.67	0.47	0.33	0.23	0.16	0.11	0.08	0.06	0.04	0.03	5.18	26.17
-2.45	-1.72	-1.20	-0.84	-0.59	-0.41	-0.29	-0.20	-0.14	-0.10	-0.07	-0.05	-0.03	-0.02	-0.02	-0.01	5.16	20.98
2.45	1.72	1.20	0.84	0.59	0.41	0.29	0.20	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.92	5.53
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.12	39.78
2.45	1.72	1.20	0.84	0.59	0.41	0.29	0.20	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	10.04	45.31
0.0051	0.0036	0.0023	0.0018	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0209	0.0858
5.11	3.58	2.28	1.75	1.23	0.78	0.60	0.42	0.29	0.21	0.14	0.09	0.07	0.05	0.03	0.02	20.91	85.81
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.082

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2007

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		12.5	58.0	112.0	87.0	80.0	93.5	17.0	80.0	143.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		2	2	4	7	4	5	4	4	7
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.32	0.32	0.29	0.23	0.28	0.27	0.29	0.28	0.22
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		16.82	16.82	16.77	15.33	18.66	14.40	18.19	17.56	15.18
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		35.74	35.74	41.05	51.33	48.00	38.93	44.53	45.16	53.81
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		-23.24	22.26	70.95	35.67	32.00	54.57	-27.53	34.84	89.69
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		-23.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-27.53	0.00	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	112.47	140.00	140.00
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		0.00	22.26	70.95	35.67	32.00	54.57	0.00	34.84	89.69
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		0.00	8.90	28.38	14.27	12.80	21.83	0.00	13.94	35.88
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		0.00	7.57	24.12	12.13	10.88	18.55	0.00	11.85	30.49
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		18.32	12.82	14.27	26.88	27.30	26.73	31.70	22.19	23.83
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	26.17	18.32	20.39	38.40	39.01	38.19	45.28	31.70	34.04	54.32
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-7.85	2.07	18.01	0.61	-0.82	7.10	-13.59	2.34	20.28
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		7.85	6.83	10.37	13.66	13.62	14.73	13.59	11.60	15.59
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		0.00	13.36	42.57	21.40	19.20	32.74	0.00	20.91	53.81
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		7.85	20.19	52.95	35.06	32.83	47.47	13.59	32.51	69.41
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0164	0.0421	0.1003	0.0730	0.0684	0.1236	0.0283	0.0677	0.1315
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		16.36	42.06	100.28	73.05	68.39	123.63	28.30	67.72	131.45
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.014	0.036	0.095	0.063	0.059	0.085	0.024	0.059	0.125

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2007

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
45.5	42.5	46.0	0.5	5.0	29.0	16.5	6.5	11.0
4	5	4	1	1	2	2	1	2
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.28	0.27	0.29	0.35	0.34	0.33	0.33	0.34	0.32
15.16	14.62	15.70	19.12	18.57	19.83	14.15	14.58	13.72
38.99	39.53	38.44	35.50	36.05	40.25	28.73	28.30	29.16
6.51	2.97	7.56	-35.00	-31.05	-11.25	-12.23	-21.80	-18.16
0.00	0.00	0.00	-35.00	-31.05	-11.25	-12.23	-21.80	-18.16
140.00	140.00	140.00	105.00	73.95	62.70	50.47	28.67	10.51
6.51	2.97	7.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.61	1.19	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.21	1.01	2.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
38.02	28.17	20.42	16.10	11.27	7.89	5.52	3.86	2.71
40.24	29.18	22.99	16.10	11.27	7.89	5.52	3.86	2.71
-14.08	-11.06	-6.18	-6.90	-4.83	-3.38	-2.37	-1.66	-1.16
16.69	12.25	9.21	6.90	4.83	3.38	2.37	1.66	1.16
3.91	1.78	4.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.60	14.03	13.74	6.90	4.83	3.38	2.37	1.66	1.16
0.0429	0.0292	0.0286	0.0144	0.0101	0.0064	0.0049	0.0035	0.0024
42.91	29.24	28.62	14.37	10.06	6.40	4.93	3.45	2.42
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.037	0.025	0.025	0.012	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002

Repository Universitas Brawijaya Repository

Lajutan Tahun 2007

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	6.5	0.0	0.0	6.5	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	2.5	46.0	279.0	0.0	0.0	122.0	60.0	171.0
0	1	0	0	2	0	0	1	0	0	1	4	8	0	0	6	6	9
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.35	0.36	0.36	0.32	0.36	0.36	0.35	0.36	0.36	0.35	0.29	0.21	0.36	0.36	0.24	0.25	0.19
20.23	19.67	22.26	23.67	21.04	26.04	29.94	29.11	29.94	32.58	31.68	28.87	17.14	29.38	29.38	14.24	14.83	12.40
35.97	36.53	39.57	42.08	44.71	46.29	53.23	54.07	53.23	57.93	58.83	70.69	64.46	52.22	52.22	45.09	44.49	52.86
-35.97	-30.03	-39.57	-42.08	-38.21	-46.29	-53.23	-53.57	-53.23	-57.93	-56.33	-24.69	214.54	-52.22	-52.22	76.91	15.51	118.14
-35.97	-30.03	-39.57	-42.08	-38.21	-46.29	-53.23	-53.57	-53.23	-57.93	-56.33	-24.69	0.00	-52.22	-52.22	0.00	0.00	0.00
-25.46	-55.49	-95.06	-137.14	-175.35	-221.64	-274.87	-328.44	-381.67	-439.60	-495.93	-520.62	140.00	87.78	35.55	140.00	140.00	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	214.54	0.00	0.00	76.91	15.51	118.14
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.81	0.00	0.00	30.77	6.20	47.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	72.94	0.00	0.00	26.15	5.27	40.17
1.89	1.33	0.93	0.65	0.45	0.32	0.22	0.16	0.11	0.08	0.05	0.04	0.03	51.08	35.75	25.03	35.83	28.77
1.89	1.33	0.93	0.65	0.45	0.32	0.22	0.16	0.11	0.08	0.05	0.04	72.97	51.08	35.75	51.18	41.10	68.94
-0.81	-0.57	-0.40	-0.28	-0.19	-0.14	-0.10	-0.07	-0.05	-0.03	-0.02	-0.02	72.93	-21.89	-15.32	15.42	-10.08	27.84
0.81	0.57	0.40	0.28	0.19	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	12.88	21.89	15.32	15.34	16.28	19.42
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	128.72	0.00	0.00	46.15	9.30	70.89
0.81	0.57	0.40	0.28	0.19	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	141.61	21.89	15.32	61.49	25.59	90.30
0.0017	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.2950	0.0456	0.0319	0.1281	0.0533	0.1710
1.69	1.18	0.75	0.58	0.41	0.26	0.20	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	295.01	45.61	31.92	128.10	53.31	171.03
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.255	0.039	0.028	0.111	0.046	0.163

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2008

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		87.0	20.5	17.5	53.0	128.5	75.0	55.5	58.0	125.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		6	3	4	4	7	6	5	5	6
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.25	0.30	0.29	0.28	0.23	0.24	0.27	0.26	0.24
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		13.14	15.77	16.77	18.66	15.33	12.80	16.93	16.31	16.56
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		39.42	36.79	41.05	48.00	51.33	40.53	45.78	46.41	52.43
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		47.58	-16.29	-23.55	5.00	77.17	34.47	9.72	11.59	73.07
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	-16.29	-23.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	113.71	90.16	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		47.58	0.00	0.00	5.00	77.17	34.47	9.72	11.59	73.07
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		19.03	0.00	0.00	2.00	30.87	13.79	3.89	4.64	29.23
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		16.18	0.00	0.00	1.70	26.24	11.72	3.30	3.94	24.84
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		48.26	45.10	31.57	22.10	16.66	30.03	29.23	22.77	18.70
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	68.94	64.43	45.10	31.57	23.80	42.90	41.75	32.53	26.71	43.54
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-4.50	-19.33	-13.53	-7.77	19.10	-1.15	-9.22	-5.82	16.83
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		23.54	19.33	13.53	9.77	11.77	14.94	13.11	10.45	12.40
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		28.55	0.00	0.00	3.00	46.30	20.68	5.83	6.95	43.84
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		52.08	19.33	13.53	12.77	58.07	35.62	18.94	17.41	56.24
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.1085	0.0403	0.0256	0.0266	0.1210	0.0928	0.0395	0.0363	0.1065
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		108.51	40.27	25.63	26.61	120.99	92.76	39.46	36.27	106.51
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.094	0.035	0.024	0.023	0.105	0.064	0.034	0.031	0.101

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2008

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
50.0	39.5	62.0	96.0	24.5	0.0	0.0	12.5	0.0
4	3	2	5	3	0	0	2	0
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.28	0.30	0.32	0.26	0.30	0.36	0.36	0.32	0.36
15.16	16.24	17.33	14.20	16.39	21.63	15.44	13.72	15.44
38.99	37.90	36.82	40.42	38.23	38.45	27.44	29.16	27.44
11.01	1.60	25.18	55.58	-13.73	-38.45	-27.44	-16.66	-27.44
0.00	0.00	0.00	0.00	-13.73	-38.45	-27.44	-16.66	-27.44
140.00	140.00	140.00	140.00	126.27	87.82	60.37	43.71	16.27
11.01	1.60	25.18	55.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.41	0.64	10.07	22.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.74	0.54	8.56	18.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30.48	23.96	17.15	18.00	25.83	18.08	12.66	8.86	6.20
34.22	24.50	25.71	36.90	25.83	18.08	12.66	8.86	6.20
-9.32	-9.72	1.21	11.18	-11.07	-7.75	-5.42	-3.80	-2.66
13.72	10.36	8.86	11.05	11.07	7.75	5.42	3.80	2.66
6.61	0.96	15.11	33.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20.33	11.32	23.97	44.40	11.07	7.75	5.42	3.80	2.66
0.0424	0.0236	0.0499	0.0925	0.0231	0.0147	0.0113	0.0079	0.0055
42.36	23.59	49.93	92.50	23.06	14.67	11.30	7.91	5.54
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.037	0.020	0.043	0.080	0.020	0.014	0.010	0.007	0.005

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2008

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	72.5	40.5	80.5	65.5	156.0	35.5	37.5	50.0	42.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	3	4	5	6	5	2	5	1
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.25	0.31	0.28	0.27	0.25	0.26	0.32	0.26	0.34
20.23	20.23	22.26	23.67	23.67	26.04	29.94	29.94	29.94	22.63	28.06	27.88	22.03	20.40	21.22	18.98	15.42	22.19
35.97	35.97	39.57	42.08	42.08	46.29	53.23	53.23	53.23	67.88	62.45	71.68	59.57	61.20	60.38	40.34	43.90	43.07
-35.97	-35.97	-39.57	-42.08	-42.08	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	4.62	-21.95	8.82	5.93	94.80	-24.88	-2.84	6.10	-1.07
-35.97	-35.97	-39.57	-42.08	-42.08	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	0.00	-21.95	0.00	0.00	0.00	-24.88	-2.84	0.00	-1.07
-19.70	-55.67	-95.24	-137.32	-179.40	-225.69	-278.92	-332.15	-385.39	140.00	118.05	140.00	140.00	140.00	115.12	112.28	140.00	138.93
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62	0.00	8.82	5.93	94.80	0.00	0.00	6.10	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.85	0.00	3.53	2.37	37.92	0.00	0.00	2.44	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.57	0.00	3.00	2.02	32.23	0.00	0.00	2.07	0.00
4.34	3.04	2.13	1.49	1.04	0.73	0.51	0.36	0.25	0.18	1.22	0.86	2.70	3.30	24.87	17.41	12.19	9.98
4.34	3.04	2.13	1.49	1.04	0.73	0.51	0.36	0.25	1.74	1.22	3.85	4.71	35.53	24.87	17.41	14.26	9.98
-1.86	-1.30	-0.91	-0.64	-0.45	-0.31	-0.22	-0.15	-0.11	1.49	-0.52	2.63	0.86	30.82	-10.66	-7.46	-3.15	-4.28
1.86	1.30	0.91	0.64	0.45	0.31	0.22	0.15	0.11	0.35	0.52	0.90	1.51	7.10	10.66	7.46	5.59	4.28
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.77	0.00	5.29	3.56	56.88	0.00	0.00	3.66	0.00
1.86	1.30	0.91	0.64	0.45	0.31	0.22	0.15	0.11	3.12	0.52	6.18	5.07	63.98	10.66	7.46	9.25	4.28
0.0039	0.0027	0.0017	0.0013	0.0009	0.0006	0.0005	0.0003	0.0002	0.0065	0.0011	0.0117	0.0106	0.1333	0.0222	0.0155	0.0193	0.0081
3.88	2.71	1.73	1.33	0.93	0.59	0.46	0.32	0.22	6.50	1.09	11.71	10.57	133.30	22.21	15.55	19.27	8.10
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.006	0.001	0.011	0.009	0.115	0.019	0.013	0.017	0.008

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2009

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		40.5	63.5	126.0	117.0	100.5	96.0	39.0	0.0	18.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		5	5	8	6	5	5	6	0	3
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.27	0.26	0.20	0.24	0.27	0.26	0.25	0.36	0.31
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		14.19	13.66	11.56	16.00	18.00	13.87	15.68	22.58	21.39
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		38.37	38.89	46.25	50.66	48.66	39.46	47.04	40.14	47.60
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		2.13	24.61	79.75	66.34	51.84	56.54	-8.04	-40.14	-29.60
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.04	-40.14	-29.60
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	131.96	91.82	62.22
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		2.13	24.61	79.75	66.34	51.84	56.54	0.00	0.00	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		0.85	9.84	31.90	26.54	20.74	22.61	0.00	0.00	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		0.73	8.37	27.11	22.56	17.63	19.22	0.00	0.00	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		6.99	5.40	9.64	25.73	33.80	36.00	38.65	27.06	18.94
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	9.98	7.71	13.77	36.75	48.28	51.42	55.22	38.65	27.06	18.94
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-2.27	6.05	22.99	11.53	3.14	3.80	-16.57	-11.60	-8.12
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		3.12	3.79	8.91	15.01	17.59	18.82	16.57	11.60	8.12
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		1.28	14.76	47.85	39.80	31.10	33.92	0.00	0.00	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		4.40	18.55	56.76	54.81	48.70	52.74	16.57	11.60	8.12
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0092	0.0387	0.1075	0.1142	0.1015	0.1373	0.0345	0.0242	0.0154
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		9.17	38.66	107.51	114.18	101.45	137.35	34.51	24.16	15.37
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.008	0.033	0.102	0.099	0.088	0.095	0.030	0.021	0.015

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2009

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
69.0	84.5	65.0	40.0	58.0	100.5	54.0	0.0	0.0
5	3	7	4	4	3	3	0	0
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.26	0.30	0.23	0.29	0.29	0.31	0.30	0.36	0.36
14.08	16.24	12.45	15.84	15.84	18.62	12.86	15.44	15.44
40.07	37.90	41.69	38.78	38.78	41.45	30.02	27.44	27.44
28.93	46.60	23.31	1.22	19.22	59.05	23.98	-27.44	-27.44
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-27.44	-27.44
140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	112.56	85.11
28.93	46.60	23.31	1.22	19.22	59.05	23.98	0.00	0.00
11.57	18.64	9.32	0.49	7.69	23.62	9.59	0.00	0.00
9.84	15.84	7.92	0.42	6.54	20.08	8.15	0.00	0.00
13.26	16.17	22.41	21.23	15.15	15.18	24.68	22.98	16.09
23.09	32.01	30.33	21.65	21.69	35.26	32.83	22.98	16.09
4.15	8.91	-1.68	-8.68	0.04	13.57	-2.42	-9.85	-6.90
7.42	9.72	11.00	9.17	7.65	10.05	12.02	9.85	6.90
17.36	27.96	13.98	0.73	11.53	35.43	14.39	0.00	0.00
24.78	37.68	24.99	9.91	19.18	45.48	26.41	9.85	6.90
0.0516	0.0785	0.0521	0.0206	0.0400	0.0861	0.0550	0.0205	0.0144
51.62	78.50	52.05	20.64	39.96	86.13	55.01	20.52	14.37
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.045	0.068	0.045	0.018	0.035	0.082	0.048	0.018	0.012

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2009

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	0.0	47.0	0.0	0.0	0.0	2.5	8.5	9.5	39.0	96.0	4.0	0.0	65.0	68.5	59.0	0.0	67.0
0	0	4	0	0	0	1	3	2	4	3	1	0	4	3	2	0	6
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.36	0.28	0.36	0.36	0.36	0.34	0.30	0.33	0.29	0.30	0.35	0.36	0.28	0.30	0.32	0.36	0.25
20.23	20.23	17.31	23.67	23.67	26.04	28.28	24.95	27.45	26.25	27.15	34.85	29.38	22.85	24.48	18.98	21.36	16.31
35.97	35.97	44.51	42.08	42.08	46.29	54.90	58.22	55.73	64.26	63.36	64.72	52.22	58.75	57.12	40.34	37.97	48.94
-35.97	-35.97	2.49	-42.08	-42.08	-46.29	-52.40	-49.72	-46.23	-25.26	32.64	-60.72	-52.22	6.25	11.38	18.66	-37.97	18.06
-35.97	-35.97	0.00	-42.08	-42.08	-46.29	-52.40	-49.72	-46.23	-25.26	0.00	-60.72	-52.22	0.00	0.00	0.00	-37.97	0.00
49.14	13.17	140.00	97.92	55.84	9.55	-42.85	-92.57	-138.80	-164.06	140.00	79.28	27.06	140.00	140.00	140.00	102.03	140.00
0.00	0.00	2.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.64	0.00	0.00	6.25	11.38	18.66	0.00	18.06
0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.06	0.00	0.00	2.50	4.55	7.46	0.00	7.22
0.00	0.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.10	0.00	0.00	2.12	3.87	6.34	0.00	6.14
11.26	7.88	5.52	4.45	3.12	2.18	1.53	1.07	0.75	0.52	0.37	8.03	5.62	3.93	4.24	5.68	8.41	5.89
11.26	7.88	6.36	4.45	3.12	2.18	1.53	1.07	0.75	0.52	11.47	8.03	5.62	6.06	8.11	12.02	8.41	12.03
-4.83	-3.38	-1.52	-1.91	-1.34	-0.94	-0.65	-0.46	-0.32	-0.22	10.94	-3.44	-2.41	0.44	2.05	3.91	-3.61	3.62
4.83	3.38	2.51	1.91	1.34	0.94	0.65	0.46	0.32	0.22	2.12	3.44	2.41	2.06	2.50	3.55	3.61	3.61
0.00	0.00	1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.59	0.00	0.00	3.75	6.83	11.20	0.00	10.83
4.83	3.38	4.01	1.91	1.34	0.94	0.65	0.46	0.32	0.22	21.70	3.44	2.41	5.81	9.33	14.75	3.61	14.44
0.0101	0.0070	0.0076	0.0040	0.0028	0.0018	0.0014	0.0010	0.0007	0.0005	0.0452	0.0065	0.0050	0.0121	0.0194	0.0307	0.0075	0.0274
10.06	7.04	7.59	3.98	2.78	1.77	1.36	0.95	0.67	0.47	45.21	6.51	5.02	12.10	19.43	30.73	7.51	27.35
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.009	0.006	0.007	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.039	0.006	0.004	0.010	0.017	0.027	0.006	0.026

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2010

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		16.0	30.5	66.5	148.0	128.0	8.0	65.0	125.5	76.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		3	4	6	6	8	1	8	5	8
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.31	0.28	0.24	0.25	0.21	0.34	0.21	0.27	0.21
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		16.29	14.72	13.88	16.66	14.00	18.13	13.17	16.93	14.49
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		36.26	37.84	43.94	49.99	52.66	35.20	49.55	45.78	54.50
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		-20.26	-7.34	22.56	98.01	75.34	-27.20	15.45	79.72	22.00
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		-20.26	-7.34	0.00	0.00	0.00	-27.20	0.00	0.00	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	122.66	140.00	140.00	140.00	112.80	140.00	140.00	140.00
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		0.00	0.00	22.56	98.01	75.34	0.00	15.45	79.72	22.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		0.00	0.00	9.02	39.20	30.14	0.00	6.18	31.89	8.80
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		0.00	0.00	7.67	33.32	25.62	0.00	5.25	27.10	7.48
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		8.42	5.89	4.13	8.26	29.11	38.30	26.81	22.45	34.69
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	12.03	8.42	5.89	11.80	41.58	54.72	38.30	32.07	49.55	42.17
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-3.61	-2.53	5.90	29.78	13.14	-16.42	-6.24	17.48	-7.39
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		3.61	2.53	3.12	9.42	16.99	16.42	12.42	14.40	16.19
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		0.00	0.00	13.54	58.80	45.20	0.00	9.27	47.83	13.20
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		3.61	2.53	16.66	68.22	62.20	16.42	21.69	62.23	29.39
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0075	0.0053	0.0316	0.1421	0.1296	0.0428	0.0452	0.1297	0.0557
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		7.52	5.26	31.55	142.13	129.58	42.75	45.19	129.65	55.65
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.006	0.005	0.030	0.123	0.112	0.030	0.039	0.112	0.053

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2010

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
65.0	53.5	92.5	228.0	75.5	247.0	60.5	38.0	2.5
3	8	5	5	5	8	2	4	1
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.30	0.21	0.27	0.27	0.27	0.21	0.32	0.29	0.35
16.24	11.37	14.62	14.75	14.75	12.62	13.72	12.44	15.01
37.90	42.78	39.53	39.87	39.87	47.46	29.16	30.45	27.87
27.10	10.72	52.97	188.13	35.63	199.54	31.34	7.55	-25.37
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-25.37
140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	114.63
27.10	10.72	52.97	188.13	35.63	199.54	31.34	7.55	0.00
10.84	4.29	21.19	75.25	14.25	79.81	12.54	3.02	0.00
9.21	3.65	18.01	63.96	12.11	67.84	10.66	2.57	0.00
29.52	27.11	21.53	27.68	64.15	53.38	84.86	66.86	48.60
38.73	30.76	39.54	91.64	76.26	121.23	95.51	69.43	48.60
-3.44	-7.97	8.78	52.10	-15.38	44.96	-25.71	-26.09	-20.83
14.28	12.26	12.41	23.15	29.63	34.85	38.25	29.11	20.83
16.26	6.43	31.78	112.88	21.38	119.72	18.80	4.53	0.00
30.53	18.70	44.19	136.03	51.01	154.57	57.05	33.64	20.83
0.0636	0.0390	0.0921	0.2834	0.1063	0.2928	0.1189	0.0701	0.0434
63.61	38.95	92.06	283.39	106.27	292.75	118.86	70.08	43.39
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.055	0.034	0.080	0.245	0.092	0.278	0.103	0.061	0.037

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2010

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
21.0	37.0	10.0	13.5	45.0	5.5	82.5	104.0	97.5	43.5	48.5	86.5	174.5	16.5	61.5	68.0	82.5	146.5
2	3	2	1	2	1	3	9	6	6	3	8	10	3	6	4	7	6
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.32	0.31	0.33	0.34	0.32	0.34	0.30	0.18	0.25	0.25	0.30	0.20	0.17	0.31	0.25	0.29	0.23	0.24
17.99	17.42	20.40	22.36	21.04	24.59	24.95	14.97	20.79	22.63	27.15	19.91	13.87	25.30	20.40	17.20	13.64	15.66
38.22	38.78	41.42	43.40	44.71	47.74	58.22	68.21	62.38	67.88	63.36	79.65	67.73	56.30	61.20	42.12	45.68	49.60
-17.22	-1.78	-31.42	-29.90	0.29	-42.24	24.28	35.79	35.12	-24.38	-14.86	6.85	106.77	-39.80	0.30	25.88	36.82	96.90
-17.22	-1.78	-31.42	-29.90	0.00	-42.24	0.00	0.00	0.00	-24.38	-14.86	0.00	0.00	-39.80	0.00	0.00	0.00	0.00
97.41	95.63	64.21	34.31	140.00	97.76	140.00	140.00	140.00	115.62	100.76	140.00	140.00	100.20	140.00	140.00	140.00	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.00	24.28	35.79	35.12	0.00	0.00	6.85	106.77	0.00	0.30	25.88	36.82	96.90
0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.00	9.71	14.32	14.05	0.00	0.00	2.74	42.71	0.00	0.12	10.35	14.73	38.76
0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	8.25	12.17	11.94	0.00	0.00	2.33	36.30	0.00	0.10	8.80	12.52	32.95
34.02	23.81	16.67	11.67	8.17	5.79	4.05	8.61	14.55	18.54	12.98	9.09	7.99	31.01	21.70	15.26	16.84	20.55
34.02	23.81	16.67	11.67	8.27	5.79	12.30	20.78	26.49	18.54	12.98	11.41	44.29	31.01	21.81	24.06	29.36	53.50
-14.58	-10.21	-7.14	-5.00	-3.40	-2.48	6.52	8.48	5.70	-7.95	-5.56	-1.56	32.88	-13.29	-9.20	2.26	5.30	24.14
14.58	10.21	7.14	5.00	3.52	2.48	3.19	5.84	8.34	7.95	5.56	4.30	9.83	13.29	9.32	8.09	9.43	14.62
0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	14.57	21.48	21.07	0.00	0.00	4.11	64.06	0.00	0.18	15.53	22.09	58.14
14.58	10.21	7.14	5.00	3.69	2.48	17.76	27.32	29.41	7.95	5.56	8.42	73.89	13.29	9.50	23.62	31.52	72.77
0.0304	0.0213	0.0135	0.0104	0.0077	0.0047	0.0370	0.0569	0.0613	0.0166	0.0116	0.0159	0.1539	0.0277	0.0198	0.0492	0.0657	0.1378
30.38	21.26	13.53	10.42	7.69	4.70	37.00	56.91	61.28	16.56	11.59	15.94	153.95	27.68	19.79	49.21	65.67	137.81
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.026	0.018	0.013	0.009	0.007	0.004	0.032	0.049	0.053	0.014	0.010	0.015	0.133	0.024	0.017	0.043	0.057	0.131

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2011

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		212.0	44.0	97.0	107.5	44.0	56.0	22.5	32.0	33.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		7	3	7	8	3	6	4	4	3
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.23	0.30	0.22	0.20	0.31	0.25	0.28	0.29	0.30
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		12.09	15.77	12.72	13.33	20.66	13.33	17.56	18.19	20.70
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		40.47	36.79	45.09	53.33	46.00	40.00	45.16	44.53	48.29
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		171.53	7.21	51.91	54.17	-2.00	16.00	-22.66	-12.53	-15.29
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	0.00	-2.00	0.00	-22.66	-12.53	-15.29
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	140.00	138.00	140.00	117.34	104.82	89.52
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		171.53	7.21	51.91	54.17	0.00	16.00	0.00	0.00	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		68.61	2.88	20.76	21.67	0.00	6.40	0.00	0.00	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		58.32	2.45	17.65	18.42	0.00	5.44	0.00	0.00	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		37.45	67.04	48.64	46.40	45.38	31.76	26.04	18.23	12.76
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	53.50	95.77	69.49	66.29	64.82	45.38	37.20	26.04	18.23	12.76
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		42.27	-26.28	-3.20	-1.47	-19.45	-8.17	-11.16	-7.81	-5.47
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		26.34	29.16	23.96	23.14	19.45	14.57	11.16	7.81	5.47
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		102.92	4.33	31.14	32.50	0.00	9.60	0.00	0.00	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		129.26	33.49	55.11	55.64	19.45	24.18	11.16	7.81	5.47
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.2693	0.0698	0.1044	0.1159	0.0405	0.0630	0.0233	0.0163	0.0104
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		269.29	69.77	104.37	115.92	40.51	62.96	23.25	16.28	10.36
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.233	0.060	0.099	0.100	0.035	0.044	0.020	0.014	0.010

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2011

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
16.0	24.5	27.0	147.5	22.0	3.0	0.0	5.5	1.0
3	3	1	6	4	1	0	1	1
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.31	0.31	0.34	0.25	0.29	0.35	0.36	0.34	0.35
16.79	16.79	18.41	13.65	15.84	21.03	15.44	14.58	15.01
37.36	37.36	35.74	40.96	38.78	39.05	27.44	28.30	27.87
-21.36	-12.86	-8.74	106.54	-16.78	-36.05	-27.44	-22.80	-26.87
-21.36	-12.86	-8.74	0.00	-16.78	-36.05	-27.44	-22.80	-26.87
68.16	55.30	46.56	140.00	123.22	87.17	59.73	36.93	10.05
0.00	0.00	0.00	106.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	42.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	36.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.93	6.25	4.38	3.06	27.50	19.25	13.48	9.43	6.60
8.93	6.25	4.38	39.29	27.50	19.25	13.48	9.43	6.60
-3.83	-2.68	-1.88	34.91	-11.79	-8.25	-5.78	-4.04	-2.83
3.83	2.68	1.88	7.71	11.79	8.25	5.78	4.04	2.83
0.00	0.00	0.00	63.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.83	2.68	1.88	71.63	11.79	8.25	5.78	4.04	2.83
0.0080	0.0056	0.0039	0.1492	0.0246	0.0156	0.0120	0.0084	0.0059
7.98	5.58	3.91	149.22	24.55	15.63	12.03	8.42	5.90
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.007	0.005	0.003	0.129	0.021	0.015	0.010	0.007	0.005

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2011

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	11.5	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.5	0.0	65.5	56.0	53.5	34.0	167.0	79.5
0	3	0	0	1	0	0	0	0	1	1	0	4	5	3	5	7	6
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.30	0.36	0.36	0.34	0.36	0.36	0.36	0.36	0.34	0.34	0.36	0.28	0.27	0.31	0.27	0.23	0.24
20.23	16.86	22.26	23.67	22.36	26.04	29.94	29.94	29.94	30.77	30.77	35.84	22.85	22.03	25.30	16.02	13.64	15.66
35.97	39.34	39.57	42.08	43.40	46.29	53.23	53.23	53.23	59.74	59.74	63.72	58.75	59.57	56.30	43.31	45.68	49.60
-35.97	-27.84	-39.57	-42.08	-39.40	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	-58.24	-57.24	-63.72	6.75	-3.57	-2.80	-9.31	121.32	29.90
-35.97	-27.84	-39.57	-42.08	-39.40	-46.29	-53.23	-53.23	-53.23	-58.24	-57.24	-63.72	0.00	-3.57	-2.80	-9.31	0.00	0.00
-25.92	-53.76	-93.33	-135.41	-174.80	-221.09	-274.32	-327.56	-380.79	-439.03	-496.27	-559.99	140.00	136.43	133.63	124.32	140.00	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	0.00	0.00	121.32	29.90
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.70	0.00	0.00	0.00	48.53	11.96
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.29	0.00	0.00	0.00	41.25	10.17
4.62	3.24	2.26	1.59	1.11	0.78	0.54	0.38	0.27	0.19	0.13	0.09	0.06	1.65	1.16	0.81	0.57	29.27
4.62	3.24	2.26	1.59	1.11	0.78	0.54	0.38	0.27	0.19	0.13	0.09	2.36	1.65	1.16	0.81	41.82	39.44
-1.98	-1.39	-0.97	-0.68	-0.48	-0.33	-0.23	-0.16	-0.11	-0.08	-0.06	-0.04	2.27	-0.71	-0.50	-0.35	41.01	-2.38
1.98	1.39	0.97	0.68	0.48	0.33	0.23	0.16	0.11	0.08	0.06	0.04	0.43	0.71	0.50	0.35	7.52	14.34
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	0.00	0.00	72.79	17.94
1.98	1.39	0.97	0.68	0.48	0.33	0.23	0.16	0.11	0.08	0.06	0.04	4.48	0.71	0.50	0.35	80.31	32.28
0.0041	0.0029	0.0018	0.0014	0.0010	0.0006	0.0005	0.0003	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0093	0.0015	0.0010	0.0007	0.1673	0.0611
4.13	2.89	1.84	1.42	0.99	0.63	0.49	0.34	0.24	0.17	0.12	0.07	9.34	1.47	1.03	0.72	167.32	61.14
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.004	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.001	0.001	0.001	0.145	0.058

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2012

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		50.0	42.0	60.5	49.5	130.0	28.0	51.0	51.0	4.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		5	3	3	3	6	4	8	2	2
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.26	0.30	0.30	0.30	0.24	0.28	0.20	0.32	0.32
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		13.66	15.77	17.34	20.00	16.00	14.93	12.54	20.07	22.08
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		38.89	36.79	40.47	46.66	50.66	38.40	50.17	42.65	46.91
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		11.11	5.21	20.03	2.84	79.34	-10.40	0.83	8.35	-42.91
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.40	0.00	0.00	-42.91
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	140.00	140.00	129.60	140.00	140.00	97.09
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		11.11	5.21	20.03	2.84	79.34	0.00	0.83	8.35	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		4.44	2.08	8.01	1.14	31.74	0.00	0.33	3.34	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		3.78	1.77	6.81	0.96	26.98	0.00	0.28	2.84	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		27.61	21.97	16.62	16.40	12.16	27.39	19.17	13.62	11.52
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	39.44	31.38	23.74	23.43	17.36	39.13	27.39	19.46	16.46	11.52
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-8.05	-7.64	-0.31	-6.06	21.77	-11.74	-7.94	-3.00	-4.94
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		12.50	9.73	8.32	7.20	9.97	11.74	8.27	6.34	4.94
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		6.66	3.13	12.02	1.70	47.60	0.00	0.50	5.01	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		19.16	12.85	20.34	8.90	57.57	11.74	8.76	11.35	4.94
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0399	0.0268	0.0385	0.0185	0.1199	0.0306	0.0183	0.0236	0.0094
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		39.92	26.78	38.53	18.55	119.94	30.57	18.26	23.64	9.35
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.034	0.023	0.037	0.016	0.104	0.021	0.016	0.020	0.009

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2012

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
17.5	1.0	10.5	0.0	90.5	128.0	13.0	7.0	4.0
1	0	1	0	4	5	3	0	2
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.34	0.36	0.34	0.36	0.28	0.26	0.30	0.36	0.32
18.41	19.49	18.41	19.66	15.29	15.62	12.86	15.44	13.72
35.74	34.65	35.74	34.96	39.32	44.46	30.02	27.44	29.16
-18.24	-33.65	-25.24	-34.96	51.18	83.54	-17.02	-20.44	-25.16
-18.24	-33.65	-25.24	-34.96	0.00	0.00	-17.02	-20.44	-25.16
78.85	45.20	19.96	-15.00	140.00	140.00	122.98	102.54	77.38
0.00	0.00	0.00	0.00	51.18	83.54	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	20.47	33.42	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	17.40	28.40	0.00	0.00	0.00
8.06	5.65	3.95	2.77	1.94	13.54	29.36	20.55	14.39
8.06	5.65	3.95	2.77	19.34	41.94	29.36	20.55	14.39
-3.46	-2.42	-1.69	-1.19	16.57	22.60	-12.58	-8.81	-6.17
3.46	2.42	1.69	1.19	3.90	10.81	12.58	8.81	6.17
0.00	0.00	0.00	0.00	30.71	50.12	0.00	0.00	0.00
3.46	2.42	1.69	1.19	34.61	60.94	12.58	8.81	6.17
0.0072	0.0050	0.0035	0.0025	0.0721	0.1154	0.0262	0.0183	0.0128
7.20	5.04	3.53	2.47	72.09	115.41	26.21	18.35	12.84
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.006	0.004	0.003	0.002	0.062	0.110	0.023	0.016	0.011

Lajutan Tahun 2012

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	12.5	0.0	2.0	0.0	16.5	0.5	2.0	2.5	6.0	0.0	2.0	8.5	7.5	103.5	365.0	20.0	96.0
0	1	0	1	0	3	0	1	1	2	0	1	1	2	7	5	2	5
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.34	0.36	0.34	0.36	0.30	0.36	0.34	0.34	0.32	0.36	0.34	0.34	0.32	0.22	0.26	0.32	0.26
20.23	19.11	22.26	22.36	23.67	21.70	29.94	28.28	28.28	28.96	32.58	33.85	27.74	26.11	17.95	15.42	18.98	16.97
35.97	37.09	39.57	43.40	42.08	50.63	53.23	54.90	54.90	61.55	57.93	65.71	53.85	55.49	63.65	43.90	40.34	48.29
-35.97	-24.59	-39.57	-41.40	-42.08	-34.13	-52.73	-52.90	-52.40	-55.55	-57.93	-63.71	-45.35	-47.99	39.85	321.10	-20.34	47.71
-35.97	-24.59	-39.57	-41.40	-42.08	-34.13	-52.73	-52.90	-52.40	-55.55	-57.93	-63.71	-45.35	-47.99	0.00	0.00	-20.34	0.00
41.41	16.82	-22.75	-64.15	-106.23	-140.35	-193.09	-245.98	-298.38	-353.93	-411.86	-475.57	-520.92	-568.91	140.00	140.00	119.66	140.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.85	321.10	0.00	47.71
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.94	128.44	0.00	19.08
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.55	109.17	0.00	16.22
10.07	7.05	4.93	3.45	2.42	1.69	1.18	0.83	0.58	0.41	0.28	0.20	0.14	0.10	0.07	9.53	83.09	58.17
10.07	7.05	4.93	3.45	2.42	1.69	1.18	0.83	0.58	0.41	0.28	0.20	0.14	0.10	13.62	118.71	83.09	74.39
-4.32	-3.02	-2.11	-1.48	-1.04	-0.73	-0.51	-0.36	-0.25	-0.17	-0.12	-0.09	-0.06	-0.04	13.52	105.09	-35.61	-8.71
4.32	3.02	2.11	1.48	1.04	0.73	0.51	0.36	0.25	0.17	0.12	0.09	0.06	0.04	2.42	23.35	35.61	27.79
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.91	192.66	0.00	28.63
4.32	3.02	2.11	1.48	1.04	0.73	0.51	0.36	0.25	0.17	0.12	0.09	0.06	0.04	26.33	216.01	35.61	56.42
0.0090	0.0063	0.0040	0.0031	0.0022	0.0014	0.0011	0.0007	0.0005	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001	0.0549	0.4500	0.0742	0.1069
8.99	6.29	4.00	3.08	2.16	1.37	1.06	0.74	0.52	0.36	0.25	0.16	0.12	0.09	54.86	450.02	74.19	106.85
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.008	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.047	0.389	0.064	0.102

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2013

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		258.3	143.5	94.0	31.5	93.0	47.5	121.5	29.0	37.0
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		9	9	9	2	5	5	7	5	5
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.18	0.19	0.19	0.32	0.27	0.26	0.23	0.26	0.27
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		9.46	9.99	10.98	21.33	18.00	13.87	14.42	16.31	18.63
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		43.10	42.57	46.83	45.33	48.66	39.46	48.29	46.41	50.36
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		215.15	100.93	47.17	-13.83	44.34	8.04	73.21	-17.41	-13.36
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		0.00	0.00	0.00	-13.83	0.00	0.00	0.00	-17.41	-13.36
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	126.17	140.00	140.00	140.00	122.59	109.23
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		215.15	100.93	47.17	0.00	44.34	8.04	73.21	0.00	0.00
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		86.06	40.37	18.87	0.00	17.74	3.21	29.28	0.00	0.00
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		73.15	34.32	16.04	0.00	15.08	2.73	24.89	0.00	0.00
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		52.07	87.66	85.38	70.99	49.70	45.34	33.65	40.98	28.69
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	74.39	125.22	121.97	101.42	70.99	64.77	48.07	58.54	40.98	28.69
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		50.84	-3.25	-20.55	-30.43	-6.22	-16.70	10.47	-17.56	-12.29
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		35.23	43.62	39.42	30.43	23.96	19.91	18.81	17.56	12.29
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		129.09	60.56	28.30	0.00	26.60	4.82	43.93	0.00	0.00
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		164.32	104.18	67.72	30.43	50.56	24.74	62.74	17.56	12.29
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.3423	0.2170	0.1283	0.0634	0.1053	0.0644	0.1307	0.0366	0.0233
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		342.33	217.04	128.27	63.39	105.34	64.42	130.71	36.59	23.28
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.296	0.188	0.122	0.055	0.091	0.045	0.113	0.032	0.022

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2013

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
86.0	44.5	11.5	0.5	56.0	131.0	72.5	49.5	176.5
5	4	3	1	4	9	5	7	6
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.26	0.28	0.31	0.35	0.29	0.19	0.27	0.23	0.24
14.08	15.16	16.79	19.12	15.84	11.42	11.58	9.86	10.29
40.07	38.99	37.36	35.50	38.78	48.66	31.30	33.02	32.59
45.93	5.51	-25.86	-35.00	17.22	82.34	41.20	16.48	143.91
0.00	0.00	-25.86	-35.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
140.00	140.00	114.14	79.14	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
45.93	5.51	0.00	0.00	17.22	82.34	41.20	16.48	143.91
18.37	2.21	0.00	0.00	6.89	32.93	16.48	6.59	57.56
15.62	1.87	0.00	0.00	5.86	27.99	14.01	5.60	48.93
20.08	24.99	18.80	13.16	9.21	10.55	26.98	28.69	24.01
35.70	26.86	18.80	13.16	15.07	38.54	40.99	34.29	72.94
7.01	-8.83	-8.06	-5.64	1.91	23.47	2.44	-6.69	38.64
11.36	11.04	8.06	5.64	4.98	9.46	14.03	13.28	18.92
27.56	3.31	0.00	0.00	10.33	49.40	24.72	9.89	86.35
38.92	14.35	8.06	5.64	15.31	58.86	38.75	23.17	105.27
0.0811	0.0299	0.0168	0.0118	0.0319	0.1115	0.0807	0.0483	0.2193
81.08	29.89	16.79	11.75	31.91	111.48	80.74	48.28	219.31
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.070	0.026	0.015	0.010	0.028	0.106	0.070	0.042	0.189

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2013

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
70.5	21.5	5.0	5.0	6.0	0.0	0.0	5.0	0.5	2.0	1.5	10.0	32.0	78.0	37.5	23.5	175.5	130.0
6	2	3	3	1	0	0	2	1	1	2	3	4	7	3	4	7	7
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.24	0.32	0.30	0.30	0.34	0.36	0.36	0.33	0.35	0.34	0.33	0.30	0.28	0.22	0.30	0.28	0.22	0.22
13.49	17.99	18.55	19.73	22.36	26.04	29.94	27.45	29.11	30.77	29.87	29.87	22.85	17.95	24.48	16.61	13.05	14.36
42.71	38.22	43.28	46.03	43.40	46.29	53.23	55.73	54.07	59.74	60.64	69.69	58.75	63.65	57.12	42.71	46.27	50.90
27.79	-16.72	-38.28	-41.03	-37.40	-46.29	-53.23	-50.73	-53.57	-57.74	-59.14	-59.69	-26.75	14.35	-19.62	-19.21	129.23	79.10
0.00	-16.72	-38.28	-41.03	-37.40	-46.29	-53.23	-50.73	-53.57	-57.74	-59.14	-59.69	-26.75	0.00	-19.62	-19.21	0.00	0.00
140.00	123.28	85.01	43.98	6.58	-39.70	-92.94	-143.67	-197.23	-254.97	-314.11	-373.80	-400.56	140.00	120.38	101.17	140.00	140.00
27.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.35	0.00	0.00	129.23	79.10
11.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.74	0.00	0.00	51.69	31.64
9.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.88	0.00	0.00	43.94	26.89
51.06	42.35	29.65	20.75	14.53	10.17	7.12	4.98	3.49	2.44	1.71	1.20	0.84	0.59	3.83	2.68	1.87	32.07
60.50	42.35	29.65	20.75	14.53	10.17	7.12	4.98	3.49	2.44	1.71	1.20	0.84	5.47	3.83	2.68	45.81	58.96
-12.43	-18.15	-12.71	-8.89	-6.23	-4.36	-3.05	-2.14	-1.49	-1.05	-0.73	-0.51	-0.36	4.63	-1.64	-1.15	43.13	13.15
23.55	18.15	12.71	8.89	6.23	4.36	3.05	2.14	1.49	1.05	0.73	0.51	0.36	1.11	1.64	1.15	8.56	18.49
16.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.61	0.00	0.00	77.54	47.46
40.22	18.15	12.71	8.89	6.23	4.36	3.05	2.14	1.49	1.05	0.73	0.51	0.36	9.72	1.64	1.15	86.09	65.95
0.0838	0.0378	0.0241	0.0185	0.0130	0.0083	0.0064	0.0044	0.0031	0.0022	0.0015	0.0010	0.0007	0.0203	0.0034	0.0024	0.1794	0.1249
83.79	37.81	24.06	18.53	12.97	8.25	6.36	4.45	3.11	2.18	1.53	0.97	0.75	20.26	3.42	2.39	179.36	124.90
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.072	0.033	0.023	0.016	0.011	0.008	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.018	0.003	0.002	0.155	0.119

Repository Universitas Brawijaya

Debit Aliran Metode F.J. Mock Tahun 2014

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan		Jan			Feb			Mar		
					1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	Curah Hujan (P)	Data	mm/10hr		36.0	136.0	137.5	38.0	46.0	60.0	0.0	108.5	115.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari		7	6	8	6	4	5	0	5	4
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm/10hr		52.56	52.56	57.81	66.66	66.66	53.33	62.72	62.72	68.99
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%		40	40	40	40	40	40	40	40	40
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-		0.23	0.24	0.21	0.25	0.29	0.26	0.36	0.26	0.29
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm/10hr		12.09	12.61	12.14	16.66	19.33	13.87	22.58	16.31	20.01
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm/10hr		40.47	39.94	45.67	49.99	47.33	39.46	40.14	46.41	48.98
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm/10hr		-4.47	96.06	91.83	-11.99	-1.33	20.54	-40.14	62.09	66.52
9	Kandungan Air Tanah		mm/10hr		-4.47	0.00	0.00	-11.99	-1.33	0.00	-40.14	0.00	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm/hr		130.00	140.00	140.00	128.01	126.68	140.00	99.86	140.00	140.00
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm/10hr		0.00	96.06	91.83	0.00	0.00	20.54	0.00	62.09	66.52
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm/10hr		0.00	38.42	36.73	0.00	0.00	8.21	0.00	24.84	26.61
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-		0.00	32.66	31.22	0.00	0.00	6.98	0.00	21.11	22.62
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-		41.27	28.89	43.09	52.01	36.41	25.49	22.73	15.91	25.91
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/10hr	58.96	41.27	61.55	74.31	52.01	36.41	32.47	22.73	37.02	48.53
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm/10hr		-17.69	20.28	12.76	-22.29	-15.60	-3.94	-9.74	14.29	11.51
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm/10hr		17.69	18.15	23.97	22.29	15.60	12.16	9.74	10.54	15.10
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm/10hr		0.00	57.63	55.10	0.00	0.00	12.32	0.00	37.25	39.91
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm/10hr		17.69	75.78	79.07	22.29	15.60	24.48	9.74	47.80	55.01
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m^3/dtk		0.0369	0.1579	0.1498	0.0464	0.0325	0.0637	0.0203	0.0996	0.1042
22	Debit Aliran Sungai		lt/det		36.85	157.87	149.76	46.44	32.51	63.74	20.29	99.58	104.18
23	Jumlah hari		hari		10	10	11	10	10	8	10	10	11
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m^3/10hr		0.032	0.136	0.142	0.040	0.028	0.044	0.018	0.086	0.099

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2014

Apr			Mei			Jun		
1	2	3	1	2	3	1	2	3
0.0	43.0	45.5	13.0	47.5	2.0	0.0	36.5	75.5
0	4	4	2	4	1	0	3	3
54.15	54.15	54.15	54.62	54.62	60.08	42.88	42.88	42.88
40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.36	0.29	0.29	0.33	0.29	0.34	0.36	0.31	0.31
19.49	15.70	15.70	18.02	15.84	20.43	15.44	13.29	13.29
34.65	38.44	38.44	36.59	38.78	39.65	27.44	29.59	29.59
-34.65	4.56	7.06	-23.59	8.72	-37.65	-27.44	6.91	45.91
-34.65	0.00	0.00	-23.59	0.00	-37.65	-27.44	0.00	0.00
105.35	140.00	140.00	116.41	140.00	102.35	74.90	140.00	140.00
0.00	4.56	7.06	0.00	8.72	0.00	0.00	6.91	45.91
0.00	1.82	2.82	0.00	3.49	0.00	0.00	2.77	18.37
0.00	1.55	2.40	0.00	2.97	0.00	0.00	2.35	15.61
33.97	23.78	17.73	14.09	9.86	8.98	6.29	4.40	4.73
33.97	25.33	20.13	14.09	12.83	8.98	6.29	6.75	20.34
-14.56	-8.64	-5.20	-6.04	-1.26	-3.85	-2.69	0.46	13.59
14.56	10.46	8.02	6.04	4.75	3.85	2.69	2.30	4.78
0.00	2.73	4.23	0.00	5.23	0.00	0.00	4.15	27.55
14.56	13.20	12.26	6.04	9.98	3.85	2.69	6.45	32.33
0.0303	0.0275	0.0255	0.0126	0.0208	0.0073	0.0056	0.0134	0.0673
30.33	27.50	25.53	12.58	20.80	7.29	5.61	13.43	67.35
10	10	10	10	10	11	10	10	10
0.026	0.024	0.022	0.011	0.018	0.007	0.005	0.012	0.058

Repository Universitas Brawijaya

Lajutan Tahun 2014

Jul			Ags			Sep			Okt			Nov			Des		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
126.0	76.0	26.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	18.0	0.0	4.5	1.5	89.0	117.5	58.5	137.5	71.0
5	5	3	3	0	0	0	0	1	1	0	1	1	6	6	5	7	5
56.20	56.20	61.82	65.75	65.75	72.33	83.18	83.18	83.18	90.51	90.51	99.56	81.60	81.60	81.60	59.32	59.32	65.26
40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0.27	0.27	0.31	0.30	0.36	0.36	0.36	0.36	0.34	0.34	0.36	0.34	0.35	0.25	0.25	0.26	0.23	0.27
15.17	15.17	19.17	19.73	23.67	26.04	29.94	29.94	28.28	30.77	32.58	33.85	28.56	20.40	20.40	15.42	13.64	17.62
41.03	41.03	42.66	46.03	42.08	46.29	53.23	53.23	54.90	59.74	57.93	65.71	53.04	61.20	61.20	43.90	45.68	47.64
84.97	34.97	-16.66	-38.03	-42.08	-46.29	-53.23	-53.23	-45.40	-41.74	-57.93	-61.21	-51.54	27.80	56.30	14.60	91.82	23.36
0.00	0.00	-16.66	-38.03	-42.08	-46.29	-53.23	-53.23	-45.40	-41.74	-57.93	-61.21	-51.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
140.00	140.00	123.34	85.32	43.24	-3.05	-56.29	-109.52	-154.92	-196.65	-254.58	-315.79	-367.33	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
84.97	34.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.80	56.30	14.60	91.82	23.36
33.99	13.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.12	22.52	5.84	36.73	9.34
28.89	11.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.45	19.14	4.96	31.22	7.94
14.23	30.19	29.45	20.62	14.43	10.10	7.07	4.95	3.47	2.43	1.70	1.19	0.83	0.58	7.02	18.32	16.30	33.26
43.13	42.08	29.45	20.62	14.43	10.10	7.07	4.95	3.47	2.43	1.70	1.19	0.83	10.03	26.17	23.28	47.52	41.20
22.79	-1.05	-12.62	-8.84	-6.19	-4.33	-3.03	-2.12	-1.49	-1.04	-0.73	-0.51	-0.36	9.20	16.13	-2.89	24.23	-6.31
11.20	15.04	12.62	8.84	6.19	4.33	3.03	2.12	1.49	1.04	0.73	0.51	0.36	1.92	6.39	8.73	12.49	15.66
50.98	20.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.68	33.78	8.76	55.09	14.02
62.18	36.02	12.62	8.84	6.19	4.33	3.03	2.12	1.49	1.04	0.73	0.51	0.36	18.60	40.17	17.49	67.59	29.67
0.1295	0.0750	0.0239	0.0184	0.0129	0.0082	0.0063	0.0044	0.0031	0.0022	0.0015	0.0010	0.0007	0.0387	0.0837	0.0364	0.1408	0.0562
129.55	75.04	23.91	18.41	12.89	8.20	6.31	4.42	3.09	2.17	1.52	0.96	0.74	38.75	83.69	36.43	140.80	56.20
10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	11
0.112	0.065	0.023	0.016	0.011	0.008	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.033	0.072	0.031	0.122	0.053

Repository Universitas Brawijaya

Repository Universitas Brawijaya

Tabel 5.1. Evapotranspirasi

No	Uraian	Satuan	Bulan							
			Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst
1	Suhu (t)	^{0}C	28.80	38.08	28.13	28.30	28.20	24.97	26.98	26.08
2	Kecepatan Angin (u)	m/dt	2.06	1.65	1.74	1.34	1.66	1.44	1.97	2.06
3	Kelembaban Relatif (Rh)	%	80.30	84.80	80.81	82.60	77.04	86.98	75.56	70.06
4	Kecerahan matahari (n/N)	%	31.26	51.93	79.55	72.50	88.55	89.57	87.10	96.68
	Perhitungan									
5	Nilai Angot (Ra)	mm/hari	16.10	16.13	15.55	14.50	13.23	12.35	12.93	14.08
6	Tekanan Uap Jenuh (ea)	mbar	39.51	58.32	38.08	38.45	38.26	31.29	35.62	33.79
7	Tekanan Uap Nyata (ed=ea*Rh)		31.73	49.46	30.77	31.76	29.47	27.21	26.91	23.67
8	w		0.78	0.88	0.78	0.78	0.78	0.74	0.76	0.76
9	1-w		0.22	0.12	0.22	0.22	0.22	0.26	0.24	0.24
10	f(t)		16.48	18.57	16.33	16.37	16.35	15.62	16.16	15.55
11	Radiasi Gelombang Pendek (Rs)	mm/hari	6.74	8.55	10.57	9.30	9.63	9.06	9.31	10.87
12	Perbedaan Tekanan Uap Jenuh dengan Tekanan Uap (ea-ed)	mbar	7.78	8.86	7.31	6.69	8.78	4.08	8.70	10.11
13	f(ed)	mbar	0.09	0.03	0.10	0.09	0.10	0.11	0.11	0.13
14	f(n/N)		0.38	0.57	0.82	0.75	0.90	0.91	0.88	0.97
15	f(u)	m/dt	0.75	0.65	0.68	0.58	0.66	0.60	0.73	0.75
16	Radiasi bersih Gelombang Panjang (Rn 1=f(t)*f(ed)*f(n/N))	mm/hari	0.58	0.32	1.28	1.13	1.48	1.56	1.60	1.90
17	Eto*=w*(0.75Ra-Rn 1)+(1-w)*f(u)*(ea-ed)	mm/hari	4.78	6.06	6.27	5.41	5.75	4.53	5.61	6.58
18	Angka Koreksi (c)		1.10	1.10	1.00	1.00	0.95	0.95	1.00	1.00
19	Eto=Eto* x c	mm/hari	5.25	6.66	6.27	5.41	5.46	4.30	5.61	6.58

Keterangan :

1 Diketahui dari data Klimatologi
2 Diketahui dari data Klimatologi
3 Diketahui dari data Klimatologi
4 Diketahui dari data Klimatologi
5 Diketahui dari Tabel 2.1
6. Diketahui dari Tabel 2.2
7. ea*Rh
8. Diketahui Dari Tabel 2.2
9. Diketahui Dari Tabel 2.2
10.Diketahui Dari Tabel 2.2
11. (0.25+(0.54*n/N (%))*Ra
12. ea-ed
13. 0.34 - (0.044*((ed)^0.5))
14. 0.1 + (0.9*n/N (%))
15. 0.27*(1+ 0.864*u)
16. f(t)*F(
17. w*((0.
18. Diket
19. Eto* x

Data Klimatologi Rata-Rata Wilayah Kecamatan Bandung

Bulan	Suhu Udara	Kelembaban	Lama Penyinaran	Kecepatan Angin
	ta	Rh	n	u
	^{o}C	%	jam	m/det
Jan	28.80	80.30	31.26	2.06
Peb	38.08	84.80	51.93	1.65
Mar	28.13	80.81	79.55	1.74
Apr	28.30	82.60	72.5	1.34
Mei	28.20	77.04	88.55	1.66
Juni	24.97	86.98	89.57	1.44
Juli	26.98	75.56	87.1	1.97
Agt	26.08	70.06	96.68	2.06
Sep	26.82	64.59	94	2.35
Okt	29.09	62.81	97.1	2.05
Nop	28.03	67.35	81.37	1.77
Des	28.70	79.93	45.84	1.61